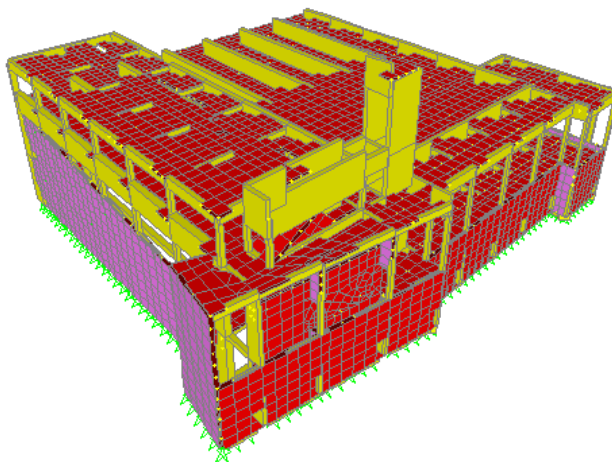




ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Projecto de Fundações e Estrutura de um Edifício destinado a Pavilhão Gimnodesportivo

Miguel Ângelo Batata Candeias

Licenciado em Engenharia Civil

**Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Área de
Especialização em Estruturas**

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Doutor Carlos Trancoso Vaz, Prof. Coordenador (ISEL)

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto (ISEL)

Fevereiro 2012

Agradecimentos

Gostaria desde já de demonstrar a minha gratidão ao Eng.º António Gorgulho pela orientação dada para a resolução deste trabalho, pelo contributo para a minha aprendizagem e acima de tudo pela disponibilidade e paciência que sempre demonstrou.

Agradeço também aos meus amigos e colegas que me acompanharam ao longo do meu percurso académico, pelo constante apoio e amizade nos bons e maus momentos.

Por fim e mais importante, gostaria de demonstrar o meu profundo agradecimento à minha família, em especial aos meus pais e à minha irmã que sempre me apoiaram e incentivaram a perseguir os meus objectivos, e aos meus avós que estarão sempre comigo.

Resumo

Este trabalho tem como objectivo a elaboração do projecto de estruturas de um edifício destinado a pavilhão gimnodesportivo, caracterizando as suas diferentes fases de execução, desde a etapa inicial de concepção até à fase final de dimensionamento. Trata-se de um projecto complexo de uma estrutura com elementos estruturais em betão armado e pré-esforçado, e com muros de contenção.

Na concepção do edifício foram utilizados os critérios gerais de dimensionamento presentes na regulamentação Europeia (Eurocódigos), uma vez que estes elementos representam o futuro da regulamentação de estruturas em termos Europeus, vindo substituir a nível nacional o “*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Betão Armado (RSA)*” e o “*Regulamento para Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)*”.

A adopção das normas europeias representa assim um elevado desafio devido ao aumento da complexidade na concepção e dimensionamento de estruturas que estes regulamentos traduzem, principalmente o Eurocódigo 8, que define de um modo mais detalhado e complexo a análise sísmica, relativamente à regulamentação actual em vigor.

Devido à elevada complexidade que os projectos de estruturas apresentam, utilizam-se actualmente ferramentas de cálculo automático. No dimensionamento deste edifício foi utilizado um programa tridimensional de elementos finitos para a modelação da estrutura.

Pretende-se com a escolha deste projecto e dos métodos de dimensionamento presentes nos Eurocódigos, o desenvolvimento de um trabalho detalhado e correcto, permitindo assim adquirir conhecimentos importantes relativamente às futuras normas, e pôr em prática as competências e os conhecimentos obtidos ao longo curso.

Palavras Chave: Projecto de Estruturas, Betão Armado, Betão Pré-esforçado, Modelação, Análise Sísmica, Regulamentação.

Abstract

This work aims at the elaboration of the structural design of a building, featuring the different stages of development, from the initial stage, up to the final design. It is a complex project of a structure with structural elements of reinforced concrete, prestressed concrete and retaining walls.

The design of this building was based using the criteria found in the European Regulation (Eurocodes), since this elements represent the future of design in the European Structures, which will replace the “*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Betão Armado (RSA)*” and the “*Regulamento para Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)*”.

The adoption of the European regulation represents a high challenge due to the increased complexity of the design of structures that have this regulation, especially the Eurocode 8, which sets a more detailed and complex seismic analysis.

Due to the highly complexity that the design projects have in execution and analysis, nowadays is common to use existing tools of automatic process data, therefore in the design of this building was used a tree-dimensional finite element program to model the structure.

The choice of this Project and design methods presented in the Eurocodes, had to do with the development of a detailed and correct work, thus gain important knowledge according to the future regulation and implement the skills and knowledge gained throughout the course.

Keywords: Structural Design, Reinforced Concrete, Prestressed Concrete, Modeling, Seismic Analysis, Regulation.

Índice

Índice.....	VII
Índice de Figuras.....	XI
Índice de Tabelas.....	XIII
Índice de Gráficos	XVII
Lista de Abreviações	XIX
1 Introdução	1
1.1 Bases Arquitectónicas e Solução Estrutural.....	2
2 Materiais.....	4
2.1 Betão.....	4
2.2 Aço	5
3 Acções	6
3.1 Cargas Permanentes	6
3.2 Sobrecargas	8
3.3 Passadiço Metálico	9
3.4 Acção Sísmica	11
3.4.1 Requisitos fundamentais	11
3.4.2 Tipos de Acções Sísmicas.....	12
3.4.3 Tipo de Terreno.....	13
3.4.4 Espectro de Resposta Horizontal	13
3.4.5 Classes de Importância	15
3.4.6 Componente Vertical da Acção Sísmica.....	16
3.5 Combinações de Acções.....	16
3.5.1 Estados Limites Últimos	17
3.5.2 Estados Limites de Serviço	17
4 Análise Sísmica	19
4.1 Elementos Sísmicos Primários e Secundários.....	19
4.2 Classificação dos Sistemas Estruturais e Classes de Ductilidade	20
4.2.1 Regras de Dimensionamento DCM	20
4.2.1.1 Dimensionamento.....	21
4.2.1.2 Materiais.....	22

4.2.1.3	Restrições geométricas	22
4.3	Regularidade Estrutural Segundo o EC8.....	24
4.4	Coeficiente de Comportamento.....	26
5	Pré-dimensionamento.....	28
5.1.1	Lajes.....	29
5.1.2	Vigas	29
5.1.3	Pilares.....	30
5.1.4	Escadas.....	30
5.1.5	Fundações	30
6	Efeitos da Acção Sísmica.....	31
6.1	Rigidez de Torção Mínima.....	33
6.2	Classificação da estrutura.....	37
6.3	Regularidade Estrutural.....	38
6.3.1	Regularidade em Planta	38
6.3.2	Regularidade em Altura	38
6.4	Coeficiente de Comportamento.....	39
6.5	Análise Estrutural.....	40
6.5.1	Análise Modal por Espectro de Resposta	40
6.6	Efeitos Acidentais de Torção	42
6.7	Efeitos de 2ª Ordem.....	44
7	Dimensionamento Estrutural	45
7.1	Estados Limites Últimos	46
7.1.1	Regras Gerais	46
7.1.2	Vigas	46
7.1.2.1	Armadura Longitudinal	47
7.1.2.2	Armadura Transversal	51
7.1.2.3	Dimensionamento.....	53
7.1.3	Pilares.....	57
7.1.3.1	Armadura Longitudinal	57
7.1.3.2	Armadura Transversal	58
7.1.3.3	Armadura de Confinamento	59

7.1.3.4	Dimensionamento.....	61
7.1.4	Paredes	66
7.1.4.1	Armadura Longitudinal	67
7.1.4.2	Armadura Transversal	68
7.1.4.3	Armadura de Confinamento	68
7.1.4.4	Dimensionamento.....	70
7.1.5	Vigas com Pré-Esforço	77
7.1.5.1	Dimensionamento.....	77
7.1.5.2	Estado Limite Último de Flexão	82
7.1.5.3	Estado Limite Último de Esforço Transverso	82
7.1.5.4	Verificações nas Vigas Pré-Esforçadas.....	83
7.1.5.5	Lajes e Escadas.....	85
7.1.6	Fundações	88
7.1.7	Muros de Contenção	95
7.2	Estados Limites de Serviço	98
7.2.1	Limitação das Deformações.....	99
7.2.2	Limitação da Fendilhação	105
7.2.3	Limitação de Danos	105
8	Conclusão	107
9	Bibliografia.....	109
10	Anexos	111

Índice de Figuras

Figura 3.1 - Distribuição das restantes cargas permanentes no piso 0 (esquerda), no piso 1 (meio) e no piso 2 (direita).....	8
Figura 3.2 - Distribuição das sobrecargas no piso 0 (esquerda), no piso 1 (meio) e no piso 2 (direita).....	9
Figura 3.3 - Modelo utilizado para simular as cargas geradas pelo passadiço metálico	10
Figura 3.4 - Zonamento Sísmico do território Nacional	12
Figura 3.5 - Espectro de resposta horizontal tipo para estruturas com coeficiente de amortecimento de 5 %	13
Figura 4.1- Ligação do Pilar 12 às respectivas vigas.....	24
Figura 5.1 – Espessura das lajes no piso 0 (esquerda), no piso 1 (meio) e no piso 2 (direita)	29
Figura 6.1- Pilares alterados (vermelho e azul) do piso 1.....	32
Figura 6.2 - Posição do centro de rigidez no piso 2.....	36
Figura 7.1 - Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar	50
Figura 7.2 - Cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas	54
Figura 7.3- Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares.....	62
Figura 7.4- Método dos pilares fictícios em paredes	67
Figura 7.5 - Divisão no Núcleo.....	71
Figura 7.6- Envoltória do diagrama de momentos flectores de dimensionamento. À esquerda: Sistema estrutura do tipo parede. À direita: Sistema estrutural do tipo misto.....	72
Figura 7.7- Diagrama de esforço transversal em paredes de estruturas mistas	73
Figura 7.8 - Traçado dos cabos de pré-esforço nas vigas, e respectivos valores de excentricidade	78
Figura 7.9 - Esquema para o cálculo da largura dos banzos efectivos nas vigas em "T"	79
Figura 7.10 - Cargas equivalentes nos apoios, devido ao pré-esforço.....	79
Figura 7.11 - Carga distribuída equivalente, devido ao pré-esforço.....	79
Figura 7.12 – Exemplificação das dimensões de uma sapata para funcionamento rígido...	90
Figura 7.13 – Esquema de cálculo para os muros laterais M3 e M4	91
Figura 7.14 – Esquema de cálculo das armaduras para as sapatas, com cargas centradas ..	93
Figura 7.15 – Esquema de cálculo das armaduras para as sapatas laterais.....	94
Figura 7.16 – Deslocamento do piso 0 para a combinação quase-permanente de acções ...	99
Figura 7.17 – Deslocamento do piso 1 para a combinação quase-permanente de acções .	102
Figura 7.18 – Deslocamento do piso 2 para a combinação quase-permanente de acções .	103

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Classes de Importância e respectivos tempos de vidas úteis para as estruturas	4
Tabela 2.2 - Características principais dos tipos de betão utilizados	5
Tabela 2.3 - Características principais do Aço A400 NR SD	6
Tabela 2.4 - Características principais do Aço de Pré-esforço Y1860S7	6
Tabela 2.5 - Coeficientes parciais relativos aos materiais para os Estados Limites Últimos	6
Tabela 3.1 - Tipos de cargas associadas à Restante Carga Permanente (<i>RCP</i>)	7
Tabela 3.2 - Cargas respeitantes às paredes exteriores e interiores	7
Tabela 3.3 - Cargas uniformemente distribuídas sobre os muros laterais	8
Tabela 3.4 - Tabela de sobrecargas, com respectivos coeficientes e classificações	9
Tabela 3.5 - Características geométricas do passadiço metálico	10
Tabela 3.6 - Reacções a aplicar nas vigas do modelo do edifício em estudo	11
Tabela 3.7 - Classificação das estruturas e respectivos coeficientes de importância	15
Tabela 3.8 - Resumo das características do espectro de resposta para o edifício em estudo	15
Tabela 3.9 - Tabela referente ao AN do EC8 artº.3.2.2.3(1)P	16
Tabela 3.10 - Coeficientes parciais	18
Tabela 3.11 - Coeficientes parciais relativos ao pré-esforço	18
Tabela 4.1 - Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura	27
Tabela 6.1 - Alteração das dimensões dos pilares	33
Tabela 6.2 - Raio de giração	35
Tabela 6.3 - Coordenadas do centro de rigidez do piso 2	36
Tabela 6.4 - Coordenadas do centro de massa do piso 2	36
Tabela 6.5 - Valores dos deslocamentos do piso em análise	37
Tabela 6.6 - Valores de rigidez de translação e rotação	37
Tabela 6.7 - Carregamento nos elementos estruturais devido às acções unitárias	37
Tabela 6.8 - Percentagem de forças absorvidas pelos elementos estruturais	37
Tabela 6.9 - Valores da relação entre a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, e o respectivo raio de torção	38
Tabela 6.10 - Características da estrutura para o cálculo do coeficiente de comportamento	39
Tabela 6.11 - Definição do número de modos necessários	41
Tabela 6.12 - Excentricidade Acidental	43
Tabela 6.13 - Força de corte na base do piso 1	43
Tabela 6.14 - Forças horizontais actuantes no piso	43
Tabela 6.15 - Cálculo do momento torsor accidental	43
Tabela 6.16 - Índices de sensibilidade	45
Tabela 7.1 - Ductilidade em curvatura	48
Tabela 7.2 - Taxa de armadura máxima na zona traccionada	49
Tabela 7.3 - Diâmetros da armadura de reforço	51
Tabela 7.4 - Características base da viga em V20.2	55
Tabela 7.5 - Áreas de armadura da viga V20.2	55

Tabela 7.6 - Posição da linha neutra e momento resistente na viga V20.2.....	56
Tabela 7.7 - Esforço transversal condicionante na viga V20.2	56
Tabela 7.8 - Comprimento da zona crítica na viga V20.2	56
Tabela 7.9 - Espaçamento máximo da armadura transversal na viga V20.2	56
Tabela 7.10 - Esforço transversal resistente máximo na viga V20.2.....	57
Tabela 7.11 - Verificação da segurança ao esforço transversal na zona crítica da viga V20.2	57
Tabela 7.12 - Características base, posição da linha neutra e momento resistente do pilar P23 (pisos 1)	64
Tabela 7.13 - Esforço transversal de cálculo no pilar P23 (pisos 1)	64
Tabela 7.14 - Comprimento da zona crítica no pilar P23 (pisos 1).....	64
Tabela 7.15 - Espaçamento máximo da armadura transversal na zona crítica do pilar	64
Tabela 7.16 - Esforço transversal resistente máximo no pilar P23 (pisos 1)	65
Tabela 7.17 - Verificação de segurança ao esforço transversal no pilar P23 (pisos 1)	65
Tabela 7.18 - Dados gerais do pilar 23 (pisos 1).....	66
Tabela 7.19 - Altura crítica das paredes.....	71
Tabela 7.20 - Características das paredes que constituem o núcleo	71
Tabela 7.21 - Armadura de flexão necessária para os pilares fictícios	72
Tabela 7.22 - Armadura de alma da parede	73
Tabela 7.23 - Armadura longitudinal total das paredes	73
Tabela 7.24 - Esforço transversal resistente máximo	74
Tabela 7.25 - Verificação da segurança ao esforço transversal	74
Tabela 7.26 - Armadura transversal.....	75
Tabela 7.27 - Taxa de mecânica de armadura vertical na alma	75
Tabela 7.28 - Espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas.....	75
Tabela 7.29 - Armadura de confinamento	75
Tabela 7.30 - Valores utilizados para o cálculo da armadura de cintagem no núcleo	76
Tabela 7.31 - Verificação da armadura de cintagem necessária no núcleo	76
Tabela 7.32 - Comprimentos dos pilares fictícios	76
Tabela 7.33 - Pré-esforço após as perdas instantâneas e diferidas	81
Tabela 7.34 - Número de cordões necessários.....	81
Tabela 7.35 - Força de tensionamento e diâmetro das bainhas adoptado	82
Tabela 7.36 - Armadura mínima das vigas pré-esforçadas e armadura adoptada	82
Tabela 7.37 - Armadura transversal adoptada nas vigas pré-esforçadas	83
Tabela 7.38 - Tensão na fibra inferior a meio-vão das vigas pré-esforçadas	84
Tabela 7.39 - Tensão de compressão da fibra superior das vigas pré-esforçadas (meio-vão)	84
Tabela 7.40 - Verificação da tensão de esticamento máxima.....	84
Tabela 7.41 - Tensão nos cabos de pré-esforço após perdas instantâneas.....	85
Tabela 7.42 - Tensão de compressão no betão no momento de aplicação do pré-esforço ..	85
Tabela 7.43 - Armadura mínima nas lajes	86
Tabela 7.44 – Tabela de relação das dimensões das sapatas (Método de Winkler)	92
Tabela 7.45 – Características gerais do muro e placas de ancoragem	97
Tabela 7.46 – Comparação das tensões resistentes e actuantes no perímetro U_0	97

Tabela 7.47 – Taxas de armadura de tracção para a verificação do punçoamento	97
Tabela 7.48 – Comparação das tensões resistentes e actuantes no perímetro U_1	97
Tabela 7.49 – Armadura de punçoamento necessária nas ancoragens do muro M5	98
Tabela 7.50 – Perímetro e raio de controlo da armadura de punçoamento.....	98
Tabela 7.51 – Momento quase-permanente (piso 0).....	100
Tabela 7.52 – Módulos de elasticidade efectivos	100
Tabela 7.53 – Coeficientes de homogeneização	100
Tabela 7.54 – Momento de inércia da secção não fendilhada (piso 0)	101
Tabela 7.55 – Momento de fendilhação (piso 0)	101
Tabela 7.56 – Deformada a longo prazo (piso 0).....	101
Tabela 7.57 – Verificação da deformação (piso 0)	102
Tabela 7.58 – Deformada a longo prazo (piso 1).....	103
Tabela 7.59 – Verificação da deformação (piso 1)	103
Tabela 7.60 – Verificação da deformação após construção (piso 1)	103
Tabela 7.61 – Momento quase-permanente (piso 2).....	104
Tabela 7.62 – Momento de inércia da secção não fendilhada (piso 2)	104
Tabela 7.63 – Momento de fendilhação (piso 2)	104
Tabela 7.64 – Deformada a longo prazo (piso 2).....	104
Tabela 7.65 – Verificação da deformação (piso 2)	105
Tabela 7.66 - Verificação da limitação de danos	106

Índice de Gráficos

Gráfico 6.1 - Espectros de aceleração	39
---	----

Lista de Abreviações

- Letras maiúsculas latinas

A	Acção acidente
A	Área da secção transversal
A_c	Área da secção transversal do betão
A_{Ed}	Valor de cálculo da acção sísmica
A_{Ek}	Valor característico da acção sísmica para o período de retorno de referência
A_P	Área da secção de uma armadura ou de cabos de pré-esforço
A_s	Área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s,dbmin}$	Área da secção mínima de armaduras da rede ortogonal em vigas parede
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armaduras
A_{sl}	Área de armadura de tracção
A_{sv}	Área da armadura vertical na alma
A_{sw}	Área da secção das armaduras de esforço transversal
C	Constante de winkler (coeficiente de balastro)
CD	Coeficiente de distribuição que tem em conta a abertura das paredes
CEN	Comité Européen de Normalização
CP	Carga permanente
CQC	Combinação Quadrática Completa
E	Efeito de uma acção
E_c	Módulo de elasticidade do betão
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efectivo do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_d	Esforço actuante de dimensionamento
E_d	Valor de dimensionamento do efeito de uma acção
E_E	Efeito da acção sísmica
E_{Edi}	Esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal i
$E_{F,E}$	Efeito da acção resultante da análise para a acção sísmica de cálculo
$E_{F,G}$	Efeito da acção devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação sísmica de cálculo
ELS	Estados Limites de Serviço
ELU	Estados Limites Últimos

E_p	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura de pré-esforço
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
F	Acção
F_b	Força de corte basal
F_c	Força no betão
F_i	Força horizontal equivalente
F_p	Força na armadura de pré-esforço
F_s	Força nas armaduras ordinárias
F_{tsd}	Força de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base da sapata
G_k	Valor característico de uma acção permanente
I	Momento de inércia
I_l	Momento de inércia (secção não fendilhada)
I_{pCM}	Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso
K	Rigidez
K_j	Rigidez de translação
K_θ	Rigidez de torção
L	Comprimento
L_i	Dimensão do piso na direcção perpendicular à direcção do movimento sísmico
$L_{máx}, L_{mín}$	Maior e menor dimensão em planta do edifício medidas em direcções ortogonais
M	Momento Flector
M_{1u}, M_{2u}	Momento resistente nas extremidades das vigas e dos pilares
M_{ai}	Momento torsor
M_{cr}	Momento de fendilhação
M_{Ed}	Momento actuante de cálculo
M_{freq}	Momento devido à combinação frequente de acções
M_{PE}	Momento devido ao pré-esforço
M_{qp}	Momento devido à combinação quase-permanente de acções
M_{Rb}, M_{Rc}	Momentos resistentes em vigas e em colunas, respectivamente
M_{Rd}	Momento resistente de cálculo

AN	Anexo Nacional
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal
P	Pré-esforço
P_{∞}	Valor do pré-esforço na secção de meio vão da viga, a longo prazo
P_0	Força de tensionamento
P_{NCR}	Probabilidade de excedência de referência em 50 anos da acção sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
P_{total}	Valor das cargas verticais acima do piso em análise, incluindo a laje do mesmo, para a combinação sísmica de acções
$Q_{k,l}$	Valor característico de uma acção variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma acção variável
RCP	Restante carga permanente
$REBAP$	Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado
RSA	Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes
SC	Sobrecarga
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_1	Período fundamental da estrutura para movimentos horizontais no plano de flexão associado à curvatura em causa
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Período máximo da zona de aceleração no espectro de resposta
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
T_k	Período de vibração do modo k
T_{NCR}	Período de retorno de referência da acção sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso
U_0	Perímetro da placa de ancoragem
U_1	Perímetro da área efectiva de punçoamento
V	Esforço transversal
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal
V_{Rd}	Esforço transversal resistente de cálculo
V_{total}	Força de corte total ao nível do piso em análise
X_{CR}, Y_{CR}	Coordenadas do centro de rigidez

- Letras minúsculas latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
a_{vg}	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direcção vertical
b	Largura total de uma secção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T ou L
b_c	Dimensão da secção transversal do pilar
b_{eff}	Largura efectiva do banzo
b_i	Distâncias medidas a eixo entre varões travados consecutivos
b_o	Largura do elemento confinado, medida entre cintas
b_w	Largura da alma de vigas em T,I ou L
b_w	Espessura das zonas confinadas
$b_{w,min}$	Largura mínima das vigas de fundação
b_{wo}	Espessura da alma de uma parede
c_{min}	Recobrimento mínimo
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
c_{nom}	Recobrimento nominal
d	Altura útil de uma secção transversal
d	Distância mínima entre varões
d	Deslocamento dos pisos
d_{bl}	Diâmetro de um varão longitudinal
d_{bw}	Diâmetro de uma cinta
d_g	Dimensão nominal máxima do agregado
d_g	Valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
d_s	Deslocamentos reais da estrutura
e	Excentricidade
e_{0i}	Distância entre o centro de rigidez e o centro de massa
e_a	Excentricidade accidental da massa de um piso em relação à sua localização nominal

f_{bd}	Tensão de aderência
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
$f_{p0,1k}$	Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 %, à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
f_{pk}	Valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
f_{ywd}	Valor de cálculo de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
$f_{ywd,ef}$	Valor de cálculo da tensão efectiva de cedência de armaduras de punção
g	Aceleração devida à gravidade
h	Altura entre pisos
h_0	Altura do núcleo confinado
h_c	Altura da secção transversal de um pilar na direcção considerada
h_c	Comprimento da alma da secção da parede
h_{cr}	Altura da zona crítica nas paredes
h_s	Altura livre entre pisos
h_w	Altura de uma parede ou altura da secção transversal de uma viga
$h_{w,min}$	Altura mínima das vigas de fundação
k_D	Coefficiente que reflecte a classe de ductilidade no cálculo da largura do pilar necessária à amarração das armaduras de viga num nó
k_w	Coefficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturas de paredes
l	Comprimento ou vão
l_0	Distância entre momentos nulos
l_0	Comprimento de emenda
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência

l_{bd}	Comprimento de amarração
l_c	Comprimento da zona crítica na extremidade das paredes
l_{cl}	Comprimento livre de uma viga ou de um pilar
l_{cr}	Comprimento da zona crítica
l_s	Raio de giração
l_w	Maior dimensão da parede em planta
m	Massa
n	Número de pisos da fundação ou do nível superior de uma cave rígida
n	Número total de varões longitudinais onde o deslocamento para o exterior da secção está travado por cintas ou ganchos em torno dos varões
q	Coefficiente de comportamento
q_o	Valor básico do coeficiente de comportamento, sem minoração
r_i	Raio de torção
s	Espaçamento das armaduras transversais
$s_{cl,max}$	Espaçamento máximo das armaduras transversais ao longo do pilar
$s_{l,max}$	Espaçamento máximo entre estribos
$s_{máx,slabs}$	Espaçamento máximo entre varões nas lajes
s_r	Espaçamento radial dos perímetros de armaduras de esforço transverso
$s_{t,max}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
w	Abertura de fendas
x_u	Extensão da zona comprimida no plano de flexão
z	Braço do binário das forças interiores
z_i	Altura do piso i medida a partir do nível da aplicação da acção sísmica

- Letras minúsculas gregas

α	Ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal
α	Coefficiente de eficiência do confinamento
α	Coefficiente de homogeneização
a_1	Coefficiente relativo ao efeito da forma dos varões
a_2	Coefficiente relativo ao efeito do recobrimento mínimo do betão
a_3	Coefficiente relativo ao efeito da cintagem das armaduras transversais
a_4	Coefficiente relativo à influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração

a_5	Coeficiente relativo ao efeito da forma da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração
α_{ct}	Coeficiente relativo aos efeitos de longo prazo na resistência à tracção e aos efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
α_n	Relação entre a área efectivamente confinada e a área no interior das cintas
α_s	Relação entre a área da secção efectivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
δ_∞	Deformação a longo prazo
$\Delta_{cdur,add}$	Factor de redução do recobrimento mínimo no caso de protecção adicional
$\Delta_{cdur,\gamma}$	Factor de segurança
$\Delta_{cdur,st}$	Factor de redução do recobrimento mínimo se for utilizado aço inoxidável
δ_I	Deformação elástica
ε_{cu2}	Extensão última no betão não confinado
$\varepsilon_{cu2,c}$	Extensão última no betão confinado
$\varepsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tracção do aço
γ_C	Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
γ_G	Coeficiente parcial relativo às acções permanentes
γ_I	Coeficiente de importância
γ_{Pfav}	Coeficiente parcial relativo ao pré-esforço favorável
γ_{Punf}	Coeficiente parcial relativo ao pré-esforço desfavorável
γ_Q	Coeficiente parcial relativo às acções variáveis
γ_{Rd}	Factor de incerteza do modelo no valor de dimensionamento das resistências
γ_{Rd}	Factor relativo à possibilidade do aumento do momento flector resistente devido ao endurecimento das armaduras
η_1	Coeficiente relativo às condições de aderência e à posição do varão durante a betonagem
η_2	Coeficiente relativo ao diâmetro do varão
φ	Coeficiente de fluência
λ	Parâmetro adimensional
μ_ϕ	Valor necessário do factor de ductilidade em curvatura

ν	Coeficiente de poisson do solo
ν	Coeficiente de redução da acção sísmica
ν_l	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ν_d	Esforço normal reduzido para a situação de projecto sísmica
$\nu_{Rd,c}$	Valor de cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada
$\nu_{Rd,cs}$	Valor de cálculo da resistência ao punçoamento com armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada
$\nu_{Rd,m\acute{a}x}$	Valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada
$\phi_{m,min}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
ρ'	Taxa de armadura de compressão
$\rho_{b,min}$	Taxa mínima de armadura nas vigas de fundação
ρ_{min}	Taxa mínima de armadura
σ_{adm}	Tensão admissível do solo
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
Ω	Coeficiente que relaciona o valor de cálculo da resistência da zona ou elemento i, com o esforço actuante na zona ou no elemento i, para a situação de projecto sísmica
ω_v	Taxa mecânica da armadura vertical na alma
ω_{od}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
ψ_0, ψ_1, ψ_2	Coeficientes de combinação
θ	Índice de sensibilidade de deslocamentos entre pisos
θ	Ângulo que define a inclinação das escoras

1 Introdução

O presente trabalho tem como objectivo o desenvolvimento do projecto de fundações e estruturas de um edifício destinado a Pavilhão Gimnodesportivo, localizado nos Açores, mais concretamente na Ilha das Flores. O projecto foi desenvolvido com base nas várias peças desenhadas que constituem o Projecto Base de Arquitectura, e no Relatório Geotécnico que define as características e respectivas condições do terreno de fundação.

O desenvolvimento do projecto permite percorrer todas as fases de elaboração de um projecto de estruturas de um edifício, iniciando-se pela definição do esquema estrutural e respectivo pré-dimensionamento, prolongando-se até à avaliação do comportamento dinâmico e verificação da segurança de acordo com os Estados Limites Últimos e de Serviço, e finalizando com a pormenorização de armaduras, neste caso, passivas e activas.

A utilização de programas de cálculo automático traduz, nos tempos actuais, uma ferramenta fundamental na concepção e análise de edifícios, principalmente na área de engenharia de estruturas, permitindo alcançar resultados rápidos e mais rigorosos. Sendo assim, foi utilizado o programa de cálculo automático de elementos finitos “SAP 2000, versão 14.2.4”, com o objectivo de analisar a estrutura, obtendo os efeitos das acções estáticas e dinâmicas que actuam no edifício em estudo.

Em Portugal a elaboração de projectos de estruturas em betão armado é efectuada de acordo com dois regulamentos distintos, o RSA e o REBAP. O “*Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA)*” engloba os aspectos relativos à segurança, acções e combinações de acções, enquanto o “*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)*” estabelece os diferentes critérios de dimensionamento e pormenorização de armaduras. Futuramente em termos Europeus, mais concretamente nos estados membros do Comité Europeu de Normalização (CEN), a regulamentação aplicável será dividida num conjunto de regulamentos denominados de Eurocódigos. Relativamente ao projecto de estruturas em betão armado, o conjunto de Eurocódigos aplicados são os seguintes:

- Eurocódigo 0 – Bases para o Projecto de Estruturas (EC0) - Define os princípios base para as combinações de acções e respectivas verificações de segurança;
- Eurocódigo 1 – Acções em Estruturas (EC1) – Define as diferentes acções com excepção da acção sísmica;
- Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão (EC2) – Define as verificações de segurança e respectiva pormenorização dos elementos;

- Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico (EC7) – Define os elementos base para o projecto geotécnico;
- Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Define os aspectos de dimensionamento e pormenorização dos elementos, para as acções sísmicas a considerar no projecto de estruturas.

Em termos práticos, as normas Portuguesas diferem das Normas Europeias principalmente na definição e caracterização da acção sísmica, e na respectiva pormenorização dos elementos estruturais. Uma vez que as normas Europeias representam o futuro do dimensionamento estrutural e irão entrar em vigor no Território Nacional num futuro próximo, a concepção e análise do projecto em estudo será baseada nestes regulamentos (Eurocódigos).

1.1 Bases Arquitectónicas e Solução Estrutural

O primeiro passo na concepção da estrutura de um edifício baseia-se principalmente na criação de uma solução estrutural coerente que, além de respeitar a arquitectura, deve garantir a segurança do edifício quando solicitado pelas diferentes acções de dimensionamento. Define-se, portanto, na escolha da localização, dimensão e disposição dos vários elementos estruturais. Nesta etapa, o aspecto mais condicionante torna-se a geometria do edifício conjugada com a sua arquitectura, o que condiciona a escolha do posicionamento e das dimensões dos elementos estruturais. Deste modo, antes do pré-dimensionamento, deve-se analisar prévia e detalhadamente a arquitectura do edifício.

O edifício em estudo consiste num empreendimento estabelecido como anexo a uma escola, e destinado a um pavilhão gimnodesportivo. É uma estrutura com uma configuração arquitectónica bastante irregular tanto em planta como em altura, apresentando uma área de implantação de aproximadamente 1155,33 m² e uma extensão máxima de 40,44 m.

Este edifício apresenta um total de 4 pisos, com diferentes desenvolvimentos em planta, sendo o piso -1 totalmente enterrado e o piso 0 parcialmente enterrado. Seguidamente apresenta-se de um modo resumido a caracterização destes 4 pisos.

O piso -1 possui uma área bruta de 1140,77 m² e destina-se principalmente a áreas de arrumação e a uma área de campo de jogos interior que se encontra à cota 10.58 m, e tem pé direito duplo, ocupando a maior parte da área bruta do piso (771,92 m²). O acesso deste piso ao piso 0 é efectuado por intermédio de um elevador e de duas escadas distintas, ou seja, as escadas principais que se encontram na zona Sudoeste do edifício e as escadas secundárias que se localizam na zona Sudeste.

O piso 0 engloba um conjunto de áreas destinadas a instalações sanitárias e à bancada de espectadores (cota 14,38 m) que se prolonga segundo um conjunto de consolas apoiadas em vigas intermédias. A área bruta deste piso é de 368,85 m² e o acesso ao nível superior é efectuado pelo elevador e por intermédio das escadas principais.

O piso 1, que se encontra à cota do terreno exterior, abrange as áreas de balneários que se encontram à cota 19,58 m e a área de jogos exterior que se encontra a uma cota diferente devido à necessidade de escoamento das águas pluviais. A área bruta deste piso é de 306,52 m². Neste nível definem-se coberturas “parciais” do piso inferior (piso 0) que se encontram nas zonas Sudoeste, Sul e Sudeste. Esta distinção das coberturas pode ser verificada nas plantas de arquitectura que se encontram em anexo. O acesso deste piso ao nível superior é tal como no inferior, feito através do elevador e pelas escadas principais.

Por fim o último piso (nível 2) engloba um passadiço metálico que atravessa de Sul a Norte toda a estrutura em análise, e é apoiado em duas vigas pertencentes à estrutura e em dois pilares que se encontram fora do edifício. Esta zona de passadiço é acessível através das escadas exteriores a Sudoeste e pelo elevador.

A solução estrutural consiste numa estrutura reticulada pilar-viga em betão armado e/ou pré-esforçado suportando pavimentos em laje maciça. A contenção de terras é feita nos pisos enterrados por muros de contenção igualmente em betão armado.

No que concerne aos pilares, no prolongamento do piso -1 e 0 pode-se identificar um conjunto de 16 pilares de dimensões 0,5X1,5 m que suportam as vigas pré-esforçadas. Estas vigas servem de apoio ao tecto do piso 0, vencendo um vão de 27,4 m entre eixos de pilares e têm dimensões distintas, uma vez que no tecto do piso 0, mais concretamente na zona de balneários, a cota é superior em relação às restantes zonas deste piso.

Na zona das escadas principais também se pode verificar a existência de uma viga-parede interior (VP-Interior) separada da estrutura e apoiada em dois pilares distintos (pilar P1 e P6). Esta viga-parede serve de apoio às escadas principais e possui uma espessura de 0,20 m.

Relativamente aos muros de contenção, estes apresentam uma espessura de 0,30 m e envolvem totalmente o piso -1 e parcialmente o piso 0. No alçado Norte o muro de contenção estende-se desde o piso -1 até ao piso 0, enquanto no alçado Sul o muro engloba apenas o piso -1. Nos alçados laterais (Oeste e Este) as paredes do muro fazem a ligação oblíqua entre o piso -1 e 0, tal como se pode constatar nos alçados Oeste e Este dos desenhos de arquitectura.

A definição de todas as áreas bem como a sua pormenorização encontram-se de um modo detalhado nas plantas de arquitectura.

2 Materiais

Para se definirem os materiais a adoptar para a estrutura é necessário classificar o edifício tendo em conta o seu tempo de vida útil e respectiva classe. Analisando o art.º 2.3 do EC0, pode-se concluir que a estrutura em estudo possui um tempo de vida útil de 50 anos e categoria *S4*, tal como se pode confirmar na tabela seguinte:

Tabela 2.1 - Classes de Importância e respectivos tempos de vidas úteis para as estruturas

Categoria do tempo de vida útil de projecto	Valor indicativo do tempo de vida útil de projecto (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias
2	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apoios
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de Engenharia Civil

A utilização dos materiais estruturais necessários à definição da estrutura depende dos vários critérios existentes no EC2, mas também no EC8 que define classes de betão e de aços, específicas de acordo com o tipo de ductilidade adoptada para a estrutura. O EC8 estabelece no art.º 5.3.2 a necessidade de utilizar aços da classe B ou C, segundo a classificação existente no Anexo C do EC2, em elementos estruturais classificados como primários. O EC8 (art.º 5.4.1.1(2)P) restringe ainda para estruturas de DCM a utilização de varões nervurados na zona crítica dos elementos principais excepto em estribos fechados. Relativamente às classes dos betões o art.º 5.4.1.1(1)P do EC8 define a utilização de betão de classe C16/20 ou superior nas zonas críticas.

2.1 Betão

Os critérios para o tipo de betão a utilizar devem-se basear nos requisitos especificados na Norma NP EN 206-1. Estes requisitos em termos de durabilidade são definidos de acordo com as classes de exposição ambiental a que o edifício está sujeito. Sendo assim foi efectuada uma breve análise a todos os elementos estruturais, chegando-se à conclusão que as classes de exposição que caracterizam melhor a estrutura são as classes XC1 (Pt) e XC2 (Pt).

A classe de exposição XC1 (Pt) deve ser utilizada nos elementos estruturais do edifício que são afectados por um ambiente seco ou permanentemente húmido. No caso das fundações e muros de contenção, como estes elementos possuem as superfícies sujeitas ao contacto com o terreno, a classe que melhor os caracteriza é a XC2 (Pt).

Deve referir-se que nos elementos periféricos devido ao seu contacto com o meio exterior, a classe a adoptar seria a classe XC4 (Pt), mas dado as novas exigências técnicas em termos do Regulamento de Térmica, a arquitectura prevê que estes elementos da estrutura sejam todos revestidos. Sendo assim classificaram-se estes elementos em classe XC1 (Pt).

Relativamente à resistência do betão, foram utilizados dois tipos distintos. Para as vigas pré-esforçadas (VP1 a VP6), vigas extremas (V37.2 a V47.2) e respectivas lajes adjacentes, ou seja o tecto do piso 0 (campo de jogos exterior e zona de balneários), foi utilizado o betão C30/37 de modo a garantir uma maior resistência para a verificação da segurança em relação ao betão armado com pré-esforço. Para os restantes elementos estruturais foi utilizado o betão C25/30. Seguidamente apresenta-se uma tabela resumo onde se definem as características básicas dos betões adoptados.

Tabela 2.2 - Características principais dos tipos de betão utilizados

Betão C25/30		Betão C30/37	
$f_{ck} =$	25 MPa	$f_{ck} =$	30 MPa
$f_{cd} =$	16,7 MPa	$f_{cd} =$	20 MPa
$f_{ctm} =$	2,6 MPa	$f_{ctm} =$	2,9 MPa
$f_{ctk,0,05} =$	1,8 MPa	$f_{ctk,0,05} =$	2,0 MPa
$f_{ctk,0,95} =$	3,3 MPa	$f_{ctk,0,95} =$	3,8 MPa
$E_{cm} =$	31 GPa	$E_{cm} =$	33 GPa
$\nu_c =$	0,2	$\nu_c =$	0,2
$\gamma_c =$	24 kN/m ³	$\gamma_c =$	24 kN/m ³

2.2 Aço

Para a definição da classe de aço a utilizar deve ter-se em conta a possibilidade da plastificação das armaduras nas zonas críticas dos elementos estruturais, logo foi utilizado aço de alta ductilidade, mais concretamente aço da classe C. Em termos práticos, o aço adoptado consiste no aço A400 NR SD, cujas características principais encontram-se definidas na seguinte tabela:

Tabela 2.3 - Características principais do Aço A400 NR SD

Aço A400 NR SD	
$f_{yk} =$	400 MPa
$f_{yd} =$	348 MPa
$E_s =$	200 GPa
$\epsilon_{yd} =$	0,00174
$\epsilon_{uk} \geq$	7,5
$\gamma_s =$	78,5 kN/m ³

No caso do aço de pré-esforço, foi utilizado um aço com as seguintes propriedades:

Tabela 2.4 - Características principais do Aço de Pré-esforço Y1860S7

Aço de Pré-esforço Y1860S7	
$f_{p0,1k} =$	1670 MPa
$f_{pk} =$	1860 MPa
$E_p =$	195 \pm 10 GPa

Relativamente aos factores de segurança parciais para as propriedades dos materiais (betão, γ_c ; aço γ_s), estes encontram-se definidos no AN de cada país, sendo os valores recomendados pelo EC2 os seguintes (Tabela 2.1 N do EC2):

Tabela 2.5 - Coeficientes parciais relativos aos materiais para os Estados Limites Últimos

Situação de Projecto	γ_c para betão	γ_s para o aço de armaduras para betão armado	γ_s para o aço de armaduras de pré-esforço
Persistente e Transitória	1,5	1,15	1,15
Acidental	1,2	1	1

3 Acções

Para se proceder à definição das acções e combinações de acções a considerar no projecto estrutural, recorreu-se aos critérios dispostos no EC0 e no EC1.

3.1 Cargas Permanentes

As cargas permanentes englobam dois conjuntos de acções, sendo o primeiro constituído apenas pelo peso próprio da estrutura, enquanto o segundo conjunto diz respeito ao peso dos materiais não estruturais (alvenaria e revestimentos) e denomina-se de restante carga

permanente (*RCP*). Relativamente às cargas associadas à alvenaria e aos revestimentos (*RCP*) apresenta-se um quadro resumo com os respectivos valores:

Tabela 3.1 - Tipos de cargas associadas à Restante Carga Permanente (*RCP*)

Características das Alvenarias e Revestimentos (<i>RCP</i>)	Valor
Revestimento dos Pisos	1,50 kN/m ²
Revestimento na Cobertura	2,25 kN/m ²
Paredes de Alvenaria com 0,30 m	3,2 kN/m ²
Paredes de Alvenaria com 0,15 m	2,4 kN/m ²

A alvenaria interior foi simulada no modelo através da aplicação de uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento. No caso das paredes exteriores que apresentam um maior peso, foram simuladas com um carregamento linear e uniforme.

Estes carregamentos são condicionados pela respectiva altura das paredes, peso próprio e coeficiente de distribuição que tem em conta as aberturas existentes nas paredes. Sendo assim, o peso das paredes interiores por unidade de área pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$g_{parede} = g_p \times h \times CD \quad (3.1)$$

Sendo:

- h – Altura da parede (m);
- g_p – Peso próprio da parede por unidade de área (kN/m²);
- CD^1 – Coeficiente de distribuição (aberturas nas paredes).

Segundo o processo de cálculo anterior foram obtidos os seguintes resultados:

Tabela 3.2 - Cargas respeitantes às paredes exteriores e interiores

Piso	Carga distribuída no piso (kN/m²)	Carga uniforme (kN/m)
	Paredes Interiores	Paredes Exteriores
0	4,13	11,01
1	3,07	8,19

A distribuição uniforme das cargas correspondentes às restantes cargas permanentes (paredes interiores e revestimentos²) encontra-se representada nas seguintes figuras:

¹ Este coeficiente de distribuição possui o valor de 0,4 para paredes interiores e de 0,8 para paredes exteriores.

² Deve-se referir que no campo de jogos exterior reduziu-se a carga do revestimento para 1,5 kN/m², devido ao facto de a arquitectura prever um revestimento em resina sintética.

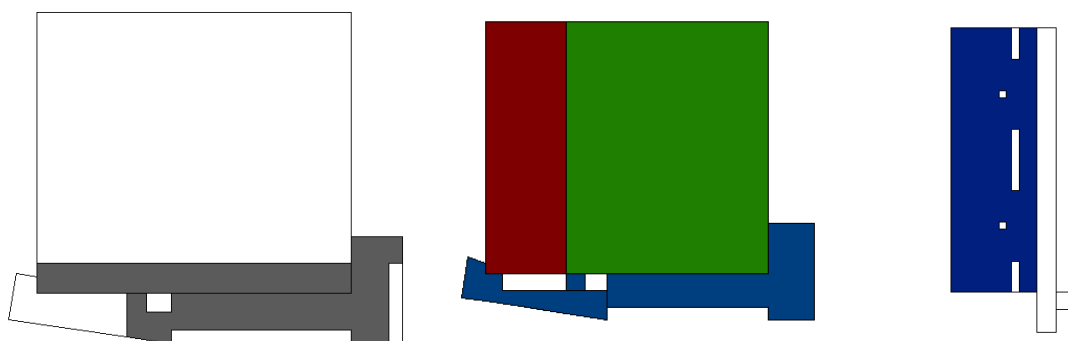
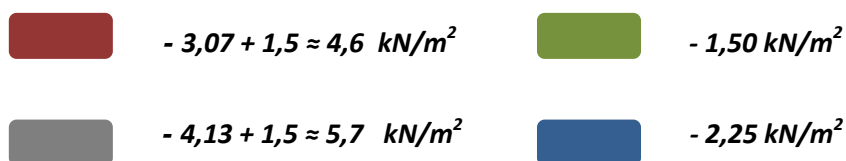


Figura 3.1 - Distribuição das restantes cargas permanentes no piso 0 (esquerda), no piso 1 (meio) e no piso 2 (direita)



No caso das paredes que assentam nos muros laterais, como estes possuem inclinação, o processo de cálculo foi idêntico ao anterior, com a diferença de se efectuarem os cálculos entre os pilares que nascem no muro. Foram calculadas alturas médias de paredes, e com base nessas alturas foram obtidas as cargas uniformemente distribuídas que diminuem à medida que a altura das paredes diminui. Na seguinte tabela apresenta-se o resumo para estas paredes:

Tabela 3.3 - Cargas uniformemente distribuídas sobre os muros laterais

Piso 0 - Muro Oeste			Piso 0 - Muro Este		
Secção entre pilares	Carga distribuída no muro (kN/m)		Secção entre pilares	Carga distribuída no muro (kN/m)	
	Início	Fim		Início	Fim
P2/P23	11,04	9,85	P36/P37	11,04	10,29
P23/P24	9,85	8,29	P37/P38	10,29	9,35
P24/P25	8,29	6,72	P38/P39	9,35	8,40
P25/P26	6,72	5,16	P39/P40	8,40	7,46
P26/P28	5,16	3,59	P40/P19	7,46	6,62

3.2 Sobrecargas

Os valores adoptados para a sobrecarga nas várias áreas do edifício foram obtidos segundo a tabela 6.1 e 6.2 do EC1. As respectivas sobrecargas aplicadas, juntamente com a caracterização e coeficientes (ψ) encontram-se resumidas na seguinte tabela:

Tabela 3.4 - Tabela de sobrecargas, com respectivos coeficientes e classificações

Sobrecargas Variáveis	Abreviatura	Valor	Coeficientes ψ^3			Classificação
			ψ_0	ψ_1	ψ_2	Categoria ⁴
Piso 0 (Galeria de Espectadores)	$Q_{\text{piso } 0} \text{ (GE)}$	5,00 kN/m ²	0,7	0,7	0,6	Categoria C5
Piso 0 (Restantes Zonas)	$Q_{\text{piso } 0} \text{ (RZ)}$	3,00 kN/m ²	0,7	0,7	0,6	Categoria C2
Piso 1 (Balneários)	$Q_{\text{piso } 1} \text{ (B)}$	3,00 kN/m ²	0,7	0,7	0,6	Categoria C2
Piso 1 (Área de Jogos)	$Q_{\text{piso } 1} \text{ (AJ)}$	5,00 kN/m ²	0,7	0,7	0,6	Categoria C5
Piso 1 (Cobertura Áreas Não Acessíveis)	$Q_{\text{piso } 1} \text{ (C-A-N-A)}$	1,00 kN/m ²	0	0	0	Categoria H
Piso 1 (Cobertura Áreas Acessíveis)	$Q_{\text{piso } 1} \text{ (C-A-A)}$	3,00 kN/m ²	0,7	0,7	0,6	Categoria I
Piso 2 (Cobertura)	$Q_{\text{piso } 2} \text{ (C)}$	1,00 kN/m ²	0	0	0	Categoria H
Passadiço Metálico	Q_{pass}	4,00 kN/m ²	0,7	0,7	0,6	Categoria C3
Escadas	Q_{esc}	3,00 kN/m ²	0,7	0,7	0,6	Categoria C3

De modo a sintetizar as áreas anteriores e respectivas cargas apresenta-se de seguida um conjunto de imagens simplificativas relativas aos vários pisos:

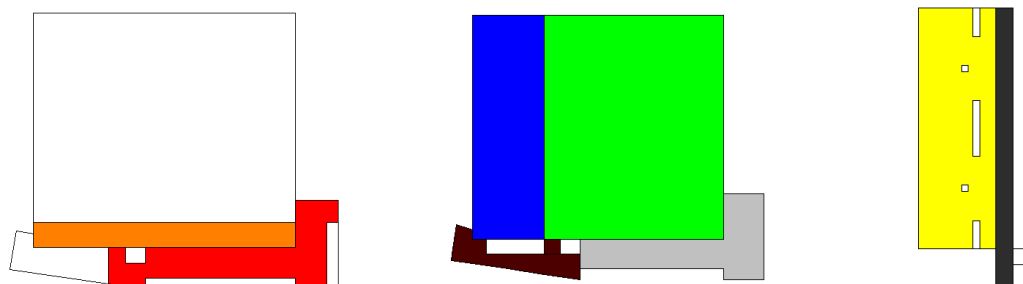










Figura 3.2 - Distribuição das sobrecargas no piso 0 (esquerda), no piso 1 (meio) e no piso 2 (direita)

	- $Q_{\text{piso } 0} \text{ (RZ)} - 3,00 \text{ kN/m}^2$		- $Q_{\text{piso } 1} \text{ (AJ)} - 5,00 \text{ kN/m}^2$
	- $Q_{\text{piso } 0} \text{ (GE)} - 5,00 \text{ kN/m}^2$		- $Q_{\text{piso } 1} \text{ (C-A-A)} - 3,00 \text{ kN/m}^2$
	- $Q_{\text{piso } 1} \text{ (C-A-N-A)} - 1,00 \text{ kN/m}^2$		- $Q_{\text{piso } 1} \text{ (B)} - 3,00 \text{ kN/m}^2$
	- $Q_{\text{piso } 2} \text{ (C)} - 1,00 \text{ kN/m}^2$		- $Q_{\text{pass}} - 4,00 \text{ kN/m}^2$

3.3 Passadiço Metálico

No projecto de estruturas do edifício, o passadiço metálico não irá ser dimensionado, mas a sua presença será contabilizada através das reacções verticais provocadas pelo mesmo na estrutura em estudo.

³ A definição dos diferentes parâmetros ψ foi efectuada através do quadro A1.1 do EC0.

⁴ Para a classificação da categoria das áreas do edifício foram utilizadas as tabelas 6.1 e 6.2 do EC1.

Analisando os desenhos de arquitectura pode concluir-se que o passadiço encontra-se apoiado em duas vigas pertencentes à estrutura (viga V2.2 e viga V6.2), ambas com dimensões idênticas (0,3X1,30 m), e em dois pilares exteriores ao edifício. Para se obterem estas reacções foi elaborado um modelo aproximado do passadiço no programa de cálculo automático utilizado neste projecto, onde se definiram as várias características daquele.

Segundo as bases arquitectónicas, este passadiço possui dois tipos diferentes de perfis metálicos. Os prumos e diagonais correspondem a perfis HEB140 enquanto as cordas superiores e inferiores apresentam perfis HEB300. As duas vigas trianguladas que formam a estrutura são ligadas entre si ao nível superior e inferior também por perfis HEB140. As lajes que constituem o pavimento e cobertura do passadiço apresentam uma espessura de 0,15 m. O betão utilizado foi o C25/30.

Uma vez que o passadiço metálico não irá ser dimensionado em pormenor apresenta-se a seguinte tabela com as respectivas medidas aproximadas, retiradas dos desenhos de arquitectura.

Tabela 3.5 - Características geométricas do passadiço metálico

Características Geométricas do Passadiço Metálico	
Comprimento Total =	35,2 m
Altura =	2,7 m
Largura =	2,0 m

Segundo os critérios anteriores elaborou-se o modelo relativo a esta estrutura metálica de modo a se retirarem as reacções verticais actuantes nas vigas V2.2 e V6.2.

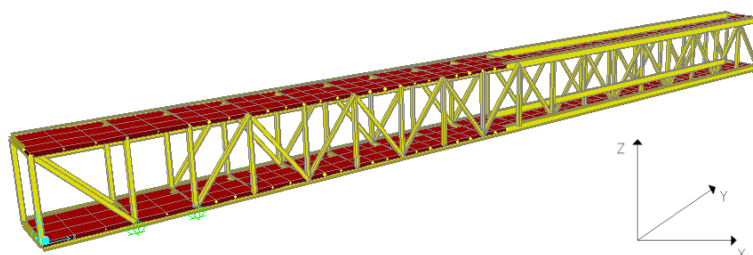


Figura 3.3 - Modelo utilizado para simular as cargas geradas pelo passadiço

Estabelecida a modelação da estrutura foram aplicadas as sobrecargas relativas à carga variável (Q_{pass}), ou seja, foi aplicada uma sobrecarga de 4 kN/m^2 uniformemente distribuída na laje de pavimento da estrutura metálica. Com as reacções obtidas nos apoios, e como o passadiço possui uma largura de aproximadamente 2 m, pode-se concluir que

esta estrutura metálica transfere para as vigas V2.2 e V6.2 do edifício em estudo, as cargas uniformemente distribuídas apresentadas nas seguintes tabelas:

Tabela 3.6 - Reacções a aplicar nas vigas do modelo do edifício em estudo

Reacções Verticais	Reacções a aplicar no modelo do Edifício em Estudo	
	Viga V2.2	Viga V6.2
Carga Permanente (kN/m)	-17,85	257,7
Carga Variável (kN/m)	-12,35	182,95

3.4 Acção Sísmica

Para a definição da acção sísmica é necessário recorrer ao EC8 que engloba os vários aspectos relativos a esta acção e à segurança das estruturas de betão, metálicas, mistas e de alvenaria quando a ela sujeitas. Segundo esta norma a definição da acção sísmica, ou seja, o movimento sísmico da superfície do terreno pode ser representado por um espectro de resposta elástico de aceleração à superfície do terreno, designado de “*espectro de resposta elástico*”. Antes de se proceder à definição da acção sísmica que irá ser aplicada ao modelo de cálculo é necessário ter em conta os requisitos fundamentais das estruturas para este tipo de acção.

3.4.1 Requisitos fundamentais

Os requisitos fundamentais impostos pelo EC8 para o dimensionamento de estruturas sujeitas a acções sísmicas encontram-se expressos no art.º 1.1.1 do EC8, e são os seguintes:

- Protecção e segurança das vidas humanas;
- Limitação de danos, e respectivas perdas económicas;
- Garantir a operação e a funcionalidade das estruturas mais importantes para a protecção civil.

Para que os requisitos anteriores sejam garantidos, as estruturas devem ser projectadas e construídas de modo a assegurar com um determinado grau de fiabilidade, a limitação de danos e o não colapso da estrutura, tal como está definido no art.º 2.1(1) do EC8.

- Requisito de não colapso da estrutura

Este requisito está associado ao Estado Limite Último e tem como principal objectivo prevenir a ocorrência do colapso estrutural, global e local, assegurando ao mesmo tempo

uma capacidade residual de resistência e estabilidade das estruturas, e dos restantes elementos construtivos.

- Requisito de limitação de danos

O requisito de limitação de danos está associado ao Estado Limite de Serviço e deve garantir a operacionalidade plena e a contenção dos danos estruturais nos edifícios.

3.4.2 Tipos de Acções Sísmicas

Para a análise sísmica o EC8 estabelece dois tipos de acções sísmicas que diferem entre si, principalmente pela magnitude e duração do sismo, e que são:

- Acção Sísmica Tipo 1 (Sismo Afastado) – Acção caracterizada por sismos a grandes distâncias focais, de elevada magnitude, com elevada duração e baixas frequências;
- Acção Sísmica Tipo 2 (Sismo Próximo) – Acção caracterizada por sismos a curtas distâncias focais, de moderada magnitude, com baixa duração e elevadas frequências.

A delimitação geográfica do território nacional em termos sísmicos é efectuada em função da natureza e intensidade sísmica de uma determinada região. Este arranjo geográfico encontra-se definido no AN do EC8 em tabelas resumo das várias regiões e também de forma gráfica, onde a intensidade sísmica vai diminuindo da zona 1 para a zona 6 (sismo afastado), ou da zona 1 para a zona 5, (sismo próximo), como se pode ver nas seguintes figuras (Fig.NA.I, Fig.NA.II e Fig.NA.III do EC8):

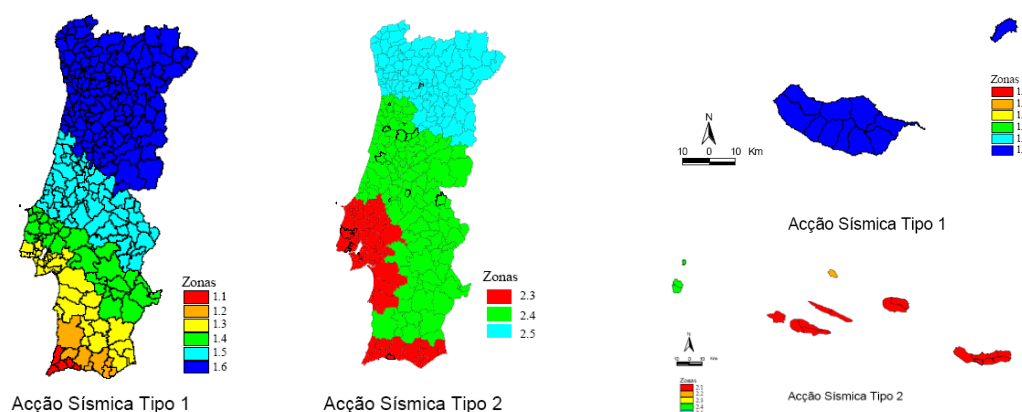


Figura 3.4 - Zonamento Sísmico do território Nacional

Como se pode constatar pelas figuras anteriores, presentes no EC8, o Continente encontra-se sujeito a acções sísmicas Tipo 1 e 2, enquanto os arquipélagos da Madeira e dos Açores estão perante apenas acções sísmicas Tipo 1 ou 2 respectivamente.

Tendo em conta o zonamento sísmico do território Nacional, pode-se concluir que para o projecto em estudo, a análise sísmica deve ser feita recorrendo à acção sísmica Tipo 2.4, uma vez que a estrutura a dimensionar será executada nos Açores, mais concretamente na Ilha das Flores.

3.4.3 Tipo de Terreno

Estabelecido o zonamento sísmico da zona em estudo, deve-se classificar o tipo de terreno onde se irá construir a estrutura, uma vez que acção sísmica também depende deste factor. Os vários tipos de terreno encontram-se expressos no quadro 3.1 do EC8 de acordo com os perfis estratigráficos e parâmetros fundamentais. Analisando esse quadro conjuntamente com o relatório geotécnico da zona de implantação da estrutura, pode-se concluir que para o projecto em estudo o terreno é do tipo C (zona de areias compactas).

3.4.4 Espectro de Resposta Horizontal

De acordo com art.º 3.2.2.1(1) do EC8 para a quantificação da acção sísmica num formato quantitativo passível de análise, são utilizados espectros de resposta elásticos de aceleração, que simulam o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno.

Em termos concretos os espectros de resposta podem ser definidos como a representação gráfica do valor máximo da resposta (em termos de deslocamento, aceleração, esforços, etc.) de um determinado conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por uma acção sísmica. Na figura seguinte encontra-se representado o espectro de cálculo horizontal para estruturas com coeficiente de amortecimento (β) de 5% (valor de referência para estruturas de betão armado) e as respectivas expressões associadas (art.º 3.2.2.5 do EC8):

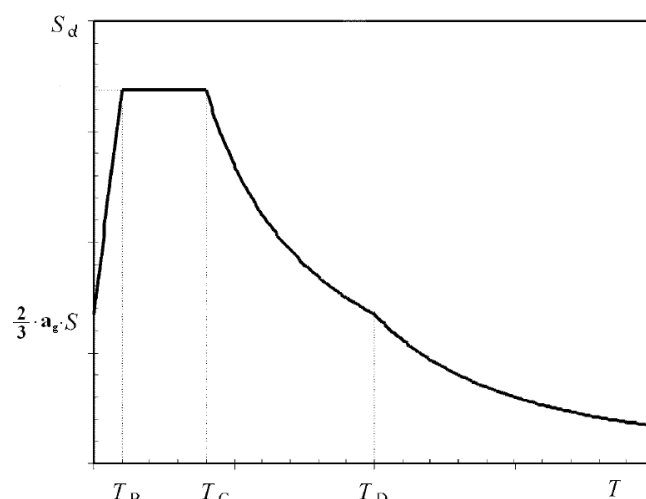


Figura 3.5 - Espectro de resposta horizontal tipo para estruturas com coeficiente de amortecimento de 5 %

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.5)$$

Sendo:

- $S_d(T)$ – Espectro de resposta elástica;
- T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);
 - a_{gR} – Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A (Tabela 3.1 do EC8 e NA-3.2.1(2));
 - γ_I – Coeficiente de importância (NA-4.2.5(5)P);
- T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (NA-3.2.2.2(2)P);
- T_C – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (NA-3.2.2.2(2)P);
- T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (NA-3.2.2.2(2)P);
- S – Coeficiente de solo (NA-3.2.2.2(2)P);
- β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (valor recomendado de 0,2);
- q – Coeficiente de comportamento.

3.4.5 Classes de Importância

Com a ocorrência de sismos e com os riscos associados ao colapso de estruturas (económicos e sociais), as construções são classificadas em função da sua importância para a segurança pública e protecção civil.

O EC8 no art.º 4.2.5(4) classifica as estruturas de engenharia civil em quatro classes distintas às quais associa um coeficiente de importância (γ), que está relacionado com um período de retorno de referência. Esta classificação e respectivos coeficientes de importância são resumidos na seguinte tabela:

Tabela 3.7 - Classificação das estruturas e respectivos coeficientes de importância

Classe de importância	Construções	Coeficiente de Importância
I	Edifícios de importância reduzida (edifícios agrícolas)	0,80
II	Edifícios correntes	1,00
III	Construções onde a resistência sísmica toma alguma importância (escolas...)	1,20
IV	Edifícios fundamentais para o socorro pós-sismo (Hospitais, Bombeiros...)	1,40

Analisando a tabela anterior, o projecto em estudo é da classe de importância III, com um Coeficiente de Importância de 1,20, uma vez que o projecto diz respeito a um Pavilhão Gimnodesportivo para uso escolar.

Na seguinte tabela resumem-se os valores mais relevantes para a definição do espectro de resposta de dimensionamento, obtidos através das tabelas enunciadas anteriormente e do AN do EC8:

Tabela 3.8 - Resumo das características do espectro de resposta para o edifício em estudo

Acção Sísmica	a_{gr} (m/s ²)	a_g (m/s ²)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 2.4	1,10	1,32	1,54	0,10	0,25	2,00

Para a definição da acção sísmica é ainda necessário estabelecer o coeficiente de comportamento (q), utilizado para a definição do espectro de resposta. O EC8 define este coeficiente, como sendo o coeficiente utilizado para efeitos de cálculo, que reduz as forças obtidas numa análise linear, com o objectivo de ter em conta a resposta não linear.

O valor de q é determinado de forma aproximada segundo os vários critérios do EC8, os quais estão relacionados com o tipo de sistema estrutural e com a classe de ductilidade da estrutura. Uma vez que este parâmetro está dependente da análise rigorosa da estrutura em termos sísmicos, a sua definição irá ser detalhada no capítulo “4 – Análise Sísmica” do presente documento.

3.4.6 Componente Vertical da Acção Sísmica

Na análise sísmica a componente vertical deve ser considerada no caso do valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direcção vertical (a_{vg}), ser superior a $0,25\ g$ ($2,5\ m/s^2$) (art.º 4.3.3.5.2 do EC8).

O edifício em estudo situa-se nos Açores, mais concretamente na Ilha das Flores (acção sísmica Tipo 2), logo o valor da aceleração máxima de referência (a_{gr}) é de $1,1\ m/s^2$ e como se está perante uma estrutura escolar o coeficiente de importância (γ_I) é de 1,2.

Recorrendo ao quadro NA-3.4 do AN do EC8 pode-se retirar o valor de a_{vg} , ou seja:

Tabela 3.9 - Tabela referente ao AN do EC8 artº.3.2.2.3(1)P

Espectro	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,00
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,00

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} = 1,2 \times 1,1 = 1,32$$

$$a_{vg} = a_g \times 0,95 = 1,32 \times 0,95 = 1,25\ m/s^2$$

Pelos cálculos anteriores pode-se concluir que não é necessário considerar a componente vertical da acção sísmica para a estrutura em estudo.

3.5 Combinações de Acções

A verificação da segurança de uma estrutura engloba a aplicação, no modelo de cálculo, do conjunto de cargas permanentes e variáveis mencionadas anteriormente no capítulo “3 – *Acções*” do presente documento.

Este conjunto de cargas deve ser combinado de acordo com critérios existentes no EC0, quer para Estados Limites Últimos, quer para os Estados Limites de Serviço e, para as combinações mais condicionantes, deve efectuar-se o dimensionamento da estrutura e as respectivas verificações de segurança. Seguidamente apresentam-se as combinações consideradas para o projecto em estudo.

3.5.1 Estados Limites Últimos

- *Combinação Fundamental (art.º 6.4.3.2 – EC0)*

$$E_d = E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1$$
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

- *Acção Sísmica (art.º 6.4.3.4 – EC0)*

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1$$
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

3.5.2 Estados Limites de Serviço

- *Combinação Característica (art.º 6.5.3 (a) – EC0)*

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1$$
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.8)$$

- *Combinação Frequente (art.º 6.5.3 (b) – EC0)*

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1$$
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.9)$$

- *Combinação Quase-Permanente (art.º 6.5.3 (c) – EC0)*

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1$$
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.10)$$

Sendo:

- E_d – Valor de dimensionamento para o efeito de uma acção;
 - G_k – Valor característico de uma acção permanente;
 - $Q_{k,i}$ – Valor característico de uma acção variável;
 - $Q_{k,1}$ – Valor característico de uma acção variável base;
 - P – Valor representativo de uma acção de pré-esforço;
 - γ_G – Coeficiente parcial para as acções permanentes;
 - γ_Q – Coeficiente parcial para as acções variáveis;
 - γ_P – Coeficiente parcial para as acções de pré-esforço;
 - ψ_0 – Coeficiente de combinação para as acções variáveis;
 - ψ_1 – Coeficiente de combinação frequente para as acções variáveis;
 - ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as acções variáveis;
 - A_{Ed} – Valor de cálculo para a acção sísmica ($A_{ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$);
 - “+” – Significa “combinado com”.
- γ_I – Coeficiente de importância;
 - A_{Ek} – Valor característico da acção sísmica de acordo com o período de retorno de referência.

Os coeficientes parciais foram adoptados segundo a tabela A1.2(B) do EC0:

Tabela 3.10 - Coeficientes parciais

γ_G	1,35
γ_Q	1,5

Relativamente aos coeficientes parciais para a acção do pré-esforço, estes foram definidos tendo em conta o art.º 2.4.2.2 do EC2:

Tabela 3.11 - Coeficientes parciais relativos ao pré-esforço

		Designação
$\gamma_{p,fav}$	1,00	Coeficiente parcial relativo ao pré-esforço favorável
$\gamma_{p,unfav}$	1,30	Coeficiente parcial relativo ao pré-esforço desfavorável

4 Análise Sísmica

A adequada resposta sísmica de um edifício é mais facilmente atingida se este possuir determinadas características que possibilitem uma simples e clara resposta estrutural durante a ocorrência de um sismo. Uma estrutura com estas características terá um funcionamento mais simples e perceptível, o que faz com que a análise estrutural se torne mais fácil e rápida. Logo estas características estruturais devem ser tidas em conta desde o início da fase conceptual do projecto, uma vez que estes factores ligados à análise sísmica influenciam as decisões e fases posteriores do projecto.

4.1 Elementos Sísmicos Primários e Secundários

O EC8 define dois conjuntos diferentes de elementos estruturais com capacidade e importância diferente em relação à acção sísmica. O primeiro conjunto diz respeito aos elementos sísmicos primários, enquanto o segundo refere-se a elementos sísmicos secundários. Em termos práticos, e com excepção das situações em que os elementos estruturais não correspondam aos critérios do EC8 relativamente à resistência à acção sísmica, é preferível que todos os elementos sejam considerados como elementos sísmicos primários devido às seguintes razões⁵:

- A acção sísmica consiste numa acção que afecta de um modo global toda a estrutura, sem entrar em conta com os vários critérios nos cálculos de dimensionamento. Logo os elementos primários conferem, relativamente às exigências de resistência e ductilidade, uma boa resposta ao dimensionamento, enquanto os elementos secundários poderão apresentar fragilidade em termos resistentes;
- Um sistema estrutural pode considerar-se subaproveitado no caso de não ser utilizado integralmente na resistência à acção sísmica, principalmente em relação a algumas considerações de dimensionamento do art.º 5.7 do EC8 para esses elementos.

Elementos Sísmicos Primários

Os elementos sísmicos primários consistem nos elementos principais resistentes em relação à actuação da acção sísmica, devendo ser modelados para a situação de projecto sísmica, e projectados e pormenorizados para a resistência aos sismos, tendo por base as regras definidas no EC8.

⁵ Devido a estas razões todos os elementos estruturais do edifício em estudo foram definidos como elementos primários.

Elementos Sísmicos Secundários

Os elementos sísmicos secundários constituem elementos cuja resistência às acções sísmicas são desprezadas, não fazendo parte do sistema global resistente. Devem ser projectados e pormenorizados com o fim de manter a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos provocados pela situação sísmica de projecto, contudo podem não obedecer a todas as regras preconizadas no EC8.

4.2 Classificação dos Sistemas Estruturais e Classes de Ductilidade

De acordo com a percentagem de forças absorvidas e com a rigidez de torção apresentada pelos diversos elementos estruturais, o EC8 estabelece uma classificação distinta para os vários sistemas estruturais no art.º 5.1.2 do EC8.

O EC8 define ainda que uma estrutura deve possuir elementos suficientes capazes de permitir uma dissipação de energia por toda a estrutura, sem a ocorrência de perdas relativamente à capacidade resistente. Sendo assim a estrutura deve ser dúctil e não permitir situações de fragilidade.

O EC8 distingue no art.º 5.2.1 três classes de ductilidade, ou seja:

- Classe de Ductilidade Baixa (DCL) – Caracteriza estruturas que respondem em regime elástico, onde a resistência à acção sísmica é condicionada pela capacidade resistente dos elementos estruturais e não pela sua ductilidade. Estas estruturas podem ser dimensionadas apenas tendo em conta as exigências estabelecidas no EC2 (art.º 5.2.1 (2)P do EC8);
- Classe de Ductilidade Média (DCM) – Caracteriza estruturas com altos níveis de plasticidade e para as quais o dimensionamento e pormenorização dos elementos é efectuado para disposições específicas, que possibilitam uma resposta em regime não elástico da estrutura, sem a ocorrência de roturas frágeis;
- Classe de Ductilidade Alta (DCH) – Corresponde a estruturas para as quais os critérios de projecto, dimensionamento e as disposições construtivas são extremamente complexos e garantem elevados níveis de plasticidade.

4.2.1 Regras de Dimensionamento DCM

Uma vez que o edifício em estudo irá ser dimensionado adoptando uma estrutura da classe DCM devem-se estudar os diferentes processos de dimensionamento para este tipo de estruturas. Analisando o EC8 podem-se verificar um conjunto de regras de

dimensionamento a considerar para as estruturas de ductilidade média, relativamente a materiais e restrições geométricas.

4.2.1.1 Dimensionamento

Para que uma estrutura da classe DCM possua um bom comportamento sísmico no decorrer de um sismo intenso, é necessário o desenvolvimento de um mecanismo que dissipe eficientemente a energia absorvida. Esta energia é maioritariamente dissipada nas chamadas “*zonas críticas*”, onde se localizam as deformações inelásticas. Sendo assim estas zonas devem possuir uma determinada pormenorização de modo garantir a ductilidade necessária considerada nos processos de dimensionamento e modelos de análise.

O dimensionamento dos elementos primários da estrutura (vigas, pilares e paredes) consiste em adoptar um dimensionamento em capacidade, “*capacity design*”, como alternativa ao dimensionamento directo. Este processo de “*capacity design*” define-se pela necessidade de garantir que nas zonas críticas as roturas serão sempre por flexão (rotura do tipo dúctil) e não por esforço transversal (rotura frágil).

Para que este efeito seja possível será então necessário que o maior número de rótulas plásticas possível se forme nas vigas junto aos nós, que constituem as zonas de momentos máximos devido à acção sísmica.

Dado que estes elementos estruturais possuem um comportamento frágil relativamente ao corte, é ainda necessário que o esforço transversal actuante seja inferior ao esforço transversal resistente antes do desenvolvimento das respectivas rótulas plásticas. Este princípio de dimensionamento é abordado pelo EC8 no art.º 5.4.2.1 para as estruturas de classe DCM, definindo os vários processos de cálculo para os elementos estruturais primários (pilares, vigas e paredes).

Deve-se realçar que a versão do programa de cálculo automático utilizado (“*sap2000 ver.14.2.4*”) efectua automaticamente, para vigas e pilares, o processo de cálculo descrito anteriormente como “*Capacity Design*”. Ou seja, o programa obtém as armaduras (transversais e longitudinais) tendo em conta os princípios referidos. Por outro lado o programa não especifica os critérios relacionados com os espaçamentos máximos de armaduras transversais nas respectivas zonas críticas, sendo necessário ter em conta este factor.

Sendo assim efectua-se apenas o dimensionamento para uma viga e para um pilar nos respectivos capítulos, em termos exemplificativos, dado que a armadura necessária pode ser obtida directamente pelo programa de cálculo.

4.2.1.2 Materiais

Relativamente aos materiais, o EC8 estabelece um conjunto de condições necessárias para garantir as características adequadas de ductilidade dos vários elementos estruturais que constituem a estrutura. Estes critérios dizem respeito principalmente ao tipo de betão e de aço a utilizar na execução de um projecto de estruturas de betão armado, e são os seguintes:

- Betão com classe superior a C16/20;
- Aços das classes de ductilidade B e C;
- Adopção de varões de alta aderência para as zonas críticas.

4.2.1.3 Restrições geométricas

Os critérios referidos no EC8, em termos de restrições geométricas, têm como principal função reduzir os fenómenos de instabilidade na estrutura. Uma das condições iniciais impostas pelo EC8 (art.º 5.4.1.2.1(1)P e art.º 5.4.1.2.1(2)) para estruturas de ductilidade média, consiste em garantir uma adequada transmissão de momentos flectores entre vigas e pilares, através da limitação da distância em planta entre os eixos destes elementos a $\frac{1}{4}$ de b_c (maior dimensão em planta da secção da coluna perpendicular ao eixo da viga).

De um modo mais concreto, o EC8 define um conjunto de expressões que devem ser respeitadas no processo de dimensionamento para estruturas DCM:

- Vigas (art.º 5.4.1.2.1(3)P do EC8):

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (4.1)$$

Sendo:

- b_w – Largura das vigas;
- b_c – Largura dos pilares;
- h_w – Altura da viga.

A condição anterior é estabelecida para uma adequada transmissão de esforços de compressão nos nós dos pilares e das vigas, permitindo assim uma melhor aderência dos varões horizontais das vigas que atravessam o pilar.

- Pilares (art.º 5.4.1.2.2 do EC8):

$$b_v \geq \frac{h_v}{10} \quad \text{se} \quad \theta > 0,1 \quad (4.2)$$

Sendo:

- b_v – Largura do pilar;
- h_v – distância máxima da extremidade do pilar ao ponto de inflexão da deformada paralela ao plano da dimensão b_v considerada.

Nos pilares se o Índice de Sensibilidade de Deslocamentos entre Pisos (θ) for superior a 0,1, a dimensão do plano de flexão deve ser superior a 1/10 da máxima distância entre pontos de inflexão e as extremidades do pilar.

O Índice de Sensibilidade de Deslocamentos entre Pisos (θ) é explicado mais detalhadamente no capítulo “6 – *Efeitos da Acção Sísmica*” do presente documento.

- Paredes (art.º 5.4.1.2.3 (1) do EC8):

$$b_{w0} \geq \max \left\{ 0,15; \frac{h_s}{20} \right\} \quad (4.3)$$

Sendo:

- b_{w0} – Espessura da alma das paredes;
- h_s – distância entre pisos.

Nas zonas críticas onde se obtêm as maiores extensões é necessário confinar o betão, e a espessura dos elementos de extremidade das secções transversais (b_w) deve ser igual ou superior a 0,20 m.

De um modo geral todos os critérios anteriores são respeitados por parte da arquitectura do edifício, com excepção da limitação da distância em planta entre eixos de vigas e pilares. Segundo o EC8 esta limitação deve ser no máximo $\frac{1}{4}$ de b_c (maior dimensão em planta da secção da coluna perpendicular ao eixo da viga). Este caso não é verificado ao nível do

piso 0 e 1 na ligação das vigas aos pilares de 1,5X0,5 m (pilares a Sul do edifício) como se pode verificar na seguinte figura:

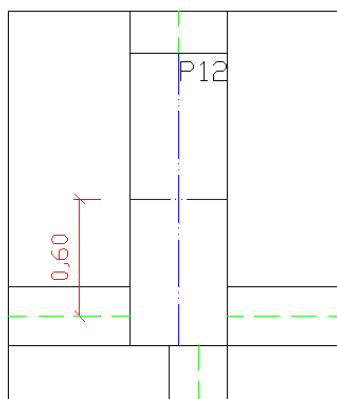


Figura 4.1- Ligação do Pilar 12 às respectivas vigas

Esta situação não está em conformidade, uma vez que a distância de 0,6 m entre o eixo das vigas e do pilar (distância a vermelho) é superior a b_c que é igual a 0,4 m:

$$b_c = \frac{1}{4} \times 1,5 \approx 0,40$$

Neste caso seria necessário deslocar as vigas (horizontais na figura) para junto do eixo do pilar, mas como se irá verificar com a análise da estrutura tal não se considera necessário, dado que a maior parte destas vigas irão ser condicionadas principalmente pelas acções verticais, o que era expectável, uma vez que a estrutura se encontra parcialmente enterrada.

4.3 Regularidade Estrutural Segundo o EC8

Com a evolução da engenharia estrutural e análises exaustivas aos efeitos que os sismos exercem sobre as estruturas, verificou-se que os edifícios respondem de um modo diferente às acções sísmicas, principalmente devido às suas características de regularidade. Um edifício com uma certa regularidade quer em planta, quer em altura apresenta um melhor comportamento sísmico, relativamente a uma estrutura irregular.

A regularidade estrutural define-se assim como uma das principais características a ser observada na estrutura, com o fim de se assegurar o correcto aproveitamento das capacidades resistentes de todos os elementos estruturais e garantir o melhor comportamento sísmico possível do edifício.

Regularidade em Planta

Para que uma estrutura possa ser regular em planta, o EC8 estabelece no art.º 4.2.3.2 um conjunto de critérios básicos que devem ser respeitados:

- Garantir que a rigidez lateral e a distribuição de massas na estrutura do edifício se mantenham simétricas em planta relativamente a dois eixos ortogonais;
- Assegurar uma configuração compacta em planta dos vários pisos, ou seja, cada piso deve ser delimitado por uma linha poligonal convexa. No caso de existirem reentrâncias, a rigidez estrutural do piso em planta não deve ser afectada e a área entre a linha exterior do piso e a linha poligonal convexa não deverá exceder em 5% a área do piso. Em termos práticos, para uma estrutura rectangular em planta que possua uma reentrância ou canto reentrante, este critério possibilita apenas uma redução de 20 % segundo uma das direcções perpendiculares em planta e 25 % da outra;
- A rigidez dos pisos deve ser suficientemente grande relativamente à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, de modo a garantir que a deformação do piso provoque um efeito reduzido na distribuição das forças entre elementos verticais (diafragma rígido);
- A esbelteza $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ do edifício em planta deve ser inferior a 4, onde o L_{\max} e o L_{\min} correspondem respectivamente à maior e menor dimensão em planta do edifício, medidas em direcções ortogonais;
- Nas duas direcções x e y e em cada piso, a excentricidade e_0 e o raio de torção r devem verificar as seguintes condições (definida relativamente à análise segundo y).

$$e_{0x} \leq 0,30 \times r_x \quad (4.4)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.5)$$

Sendo:

- e_{0x} – Distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida ao longo da direcção x, ou seja, na direcção perpendicular à direcção em análise;
- r_x – Raiz quadrada da razão entre a rigidez de torção e rigidez lateral na direcção de cálculo;
- l_s – Raio de giração da massa do piso em planta.

Regularidade em Altura

Em termos de regularidade em altura o EC8 estabelece no art.º 4.2.3.3 um conjunto de critérios que devem ser cumpridos para que uma estrutura possa ser classificada como regular em altura:

- Todos os elementos de resistência lateral (núcleos, paredes e pórticos), não devem sofrer interrupção desde a fundação até ao topo da estrutura ou, até ao topo da zona relevante do edifício, no caso de existirem andares recuados a diferentes alturas;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso devem ser constantes ou decrescerem de um modo uniforme, gradualmente sem variações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;
- No caso de edifícios porticados, a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo, não deve variar significativamente entre pisos adjacentes;
- Casos existam pisos recuados, as seguintes condições devem ser verificadas:
 - Se o recuo dos pisos for gradual, e estes mantenham uma simetria axial, o recuo de cada piso deve ser inferior a 20 % da dimensão em planta do piso inferior, na respectiva direcção do recuo;
 - Se existir apenas um recuo nos 15 % inferiores de altura total do sistema estrutural principal, o recuo deve ser inferior a 50 % da dimensão em planta do piso inferior. Neste caso, a estrutura da zona base, dentro do perímetro dos pisos superiores projectados verticalmente, deve ser analisada e calculada para resistir a pelo menos 75 % das forças horizontais que se desenvolvem nessa zona de um edifício semelhante, sem o aumento da base;
 - No caso dos vários pisos não apresentarem simetria, a zona de recuos de todos os pisos em cada face, não deve ser superior a 30 % da dimensão do 1º piso, e cada recuo não deve ser superior a 10 % da dimensão em planta do piso inferior.

4.4 Coeficiente de Comportamento

O EC8 define o coeficiente de comportamento (q) como uma aproximação da relação entre as forças sísmicas aplicadas numa estrutura, se o seu comportamento fosse completamente elástico, com um valor de 5 % de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que serão definidas no projecto, através de um modelo de análise elástica convencional. O coeficiente de comportamento é determinado a partir da aplicação da seguinte expressão (art.º 5.2.2.2(1)P do EC8):

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (4.6)$$

Sendo:

- q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento, estabelecido de acordo com o sistema estrutural e regularidade em altura da estrutura;
- k_w – Coeficiente que define o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

O valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) para os vários tipos de estrutura pode ser obtido através do quadro 5.1 do EC8, art.º 5.2.2.2(2).

Tabela 4.1 - Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_l$	$4,5\alpha_u/\alpha_l$
Sistema de paredes não acopladas	3	$4,0\alpha_u/\alpha_l$
Sistema torsionalmente flexível	2	3
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2

No caso de edifícios não regulares em altura o valor q_0 deve ser reduzido em 20%, uma vez que existe uma maior probabilidade de concentrações desfavoráveis em regime não-linear.

Relativamente aos factores α_u e α_l , o EC8 estabelece a sua definição no art.º 5.2.2.2(4) da seguinte forma:

- α_u – Multiplicador da acção sísmica correspondente à formação de um mecanismo de rotura;
- α_l – Multiplicador da acção sísmica correspondente à formação da primeira rótula plástica.

A relação entre os dois coeficientes anteriores define a resistência pós-cedência, ou seja, o incremento da capacidade resistente do sistema estrutural relativo à sua maior ou menor redundância, e caso não existe nenhum cálculo específico para a sua quantificação, o EC8 propõe no art.º 5.2.2.2 (5) para estruturas regulares em planta, os valores aproximados para esta relação α_u/α_l :

- Sistemas porticados ou sistemas equivalentes a pórticos:
 - Edifícios de um só piso: $\alpha_u/\alpha_l = 1,1$;
 - Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo: $\alpha_u/\alpha_l = 1,2$;

- Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos: $\alpha_u/\alpha_l = 1,3$;
- Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:
 - Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direcção horizontal: $\alpha_u/\alpha_l = 1,0$;
 - Outros sistemas de paredes não acopladas: $\alpha_u/\alpha_l = 1,1$;
 - Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas: $\alpha_u/\alpha_l = 1,2$.

Se as estruturas não forem regulares em planta, a razão entre os dois coeficientes anteriores é dada pela seguinte equação (art.º 5.2.2.2(6)):

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = \frac{\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_l} + 1\right)}{2} \quad (4.7)$$

Onde o valor de α_u/α_l é o valor para estruturas regulares em planta. Relativamente ao valor de k_w , este é definido no artº.5.2.2.2(11)P do EC8 através das seguintes condições:

- $k_w = 1,00$ – Para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos;
- $0,5 \leq \left(\frac{1+\alpha_0}{3}\right) \leq 1,0$ - Para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis.

No caso de não existir grande diferença entre as esbeltezas h_{wi}/l_{wi} de todas as paredes i do sistema estrutural, o valor de α_0 é dado pela seguinte expressão (art.º 5.2.2.2(12) do EC8):

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (4.8)$$

5 Pré-dimensionamento

Após a definição da solução estrutural e das respectivas acções, efectua-se o pré-dimensionamento dos vários elementos estruturais. Em termos práticos esta etapa de pré-dimensionamento deve ser executada tendo em conta a transmissão das cargas em modo global, pela seguinte ordem:

- Laje;

- Viga;
- Pilar;
- Sapata.

5.1.1 Lajes

O vão condicionante para o pré-dimensionamento de uma laje, corresponde ao menor vão de entre os maiores vãos da laje. No caso do edifício em estudo o pré-dimensionamento foi efectuado com base em duas regras distintas (de acordo com a relação de vãos):

$$e_{laje} = \frac{L}{25 \text{ a } 30} \left(\text{para } \frac{L_{maior}}{L_{menor}} > 2,0 \right) \quad (5.1)$$

$$e_{laje} = \frac{L}{30 \text{ a } 35} \left(\text{para } \frac{L_{maior}}{L_{menor}} \leq 2,0 \right) \quad (5.2)$$

A utilização das expressões anteriores conduziu a uma espessura de lajes de 0,15 m e de 0,20 m, permitindo assim uma certa homogeneização na estrutura. Na figura seguinte resumem-se simplificadamente a espessura das lajes existentes nos vários pisos:

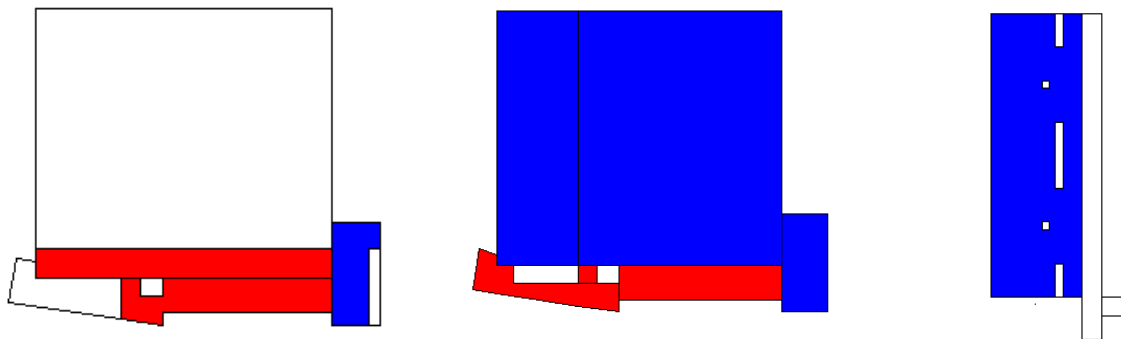


Figura 5.1 – Espessura das lajes no piso 0 (esquerda), no piso 1 (meio) e no piso 2 (direita)



5.1.2 Vigas

As vigas foram dimensionadas segundo três expressões distintas. As duas primeiras dizem respeito às vigas sem pré-esforço (em consola e apoiadas em pilares respectivamente):

$$h = \frac{l}{6 \text{ a } 10} \quad (5.3)$$

$$h = \frac{l}{10 \text{ a } 12} \quad (5.4)$$

No caso das vigas pré-esforçadas, estas foram pré-dimensionadas a partir da utilização da seguinte expressão:

$$h = \frac{l}{15 \text{ a } 20} \quad (5.5)$$

5.1.3 Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares assume uma elevada importância na fase inicial de um projecto estrutural uma vez que são elementos que interferem nos ambientes arquitectónicos, especialmente nos pisos térreos e enterrados. No seu pré-dimensionamento foram identificadas as respectivas áreas de influência de cada elemento e calculados simplificadamente os esforços nos elementos verticais para a combinação fundamental de acções verticais.

Obtidos os valores anteriores, procedeu-se então à definição das secções dos pilares, tendo por base que, de acordo com EC8, o esforço axial normalizado (elementos primários) não deve superior a 0,65 no caso dos pilares nem a 0,40 no caso das paredes.

5.1.4 Escadas

No caso das escadas seguiu-se um processo semelhante ao das lajes com a utilização da expressão 5.1.

5.1.5 Fundações

O pré-dimensionamento das sapatas de um edifício tem como principal objectivo garantir que o terreno tem as condições suficientes para suportar as tensões transmitidas. No caso da estrutura em estudo, conhecido o esforço axial na base dos pilares e nos muros laterais⁶ determinou-se a área mínima das sapatas pela seguinte expressão:

⁶ No caso das sapatas do muro laterais, estas foram pré-dimensionadas calculando o esforço axial ao longo do muro, sendo depois este valor dividido pelo comprimento, obtendo-se assim o esforço axial por metro de muro.

$$A_{min} \geq \frac{N_{pilar}}{\sigma_{adm}} \quad (5.6)$$

O valor da tensão admissível (σ_{adm}) do terreno corresponde a 200 kPa.

O processo de dimensionamento de estruturas consiste num processo iterativo, sujeito a várias análises e alterações, e consequentemente ao respectivo redimensionamento. Devido a esta situação os valores obtidos do pré-dimensionamento anterior tiveram de ser alterados, principalmente as dimensões dos pilares no piso 1, devido à introdução da acção sísmica. Esta situação será explicada em pormenor no capítulo seguinte.

Sendo assim apresentam-se no Anexo 1 as dimensões finais dos vários elementos estruturais resultantes destas alterações.

6 Efeitos da Acção Sísmica

Para a contabilização dos efeitos da acção sísmica deve-se quantificar o espectro de resposta de cálculo que irá ser considerado no modelo. Para tal procedeu-se inicialmente à classificação da regularidade em altura e em planta da estrutura em estudo, como foi expresso anteriormente.

É importante referir que os aspectos relativos à classificação da estrutura para a análise sísmica são contabilizados apenas para a parte da estrutura que se encontra acima do nível do solo, mas de um modo global a simulação do sismo sobre o edifício é feita sobre a totalidade da estrutura (pisos enterrados e pisos superiores).

Como foi referido no subcapítulo “1.1 - Bases arquitectónicas e Solução Estrutural” do presente documento, o edifício em análise é constituído por 2 pisos enterrados e 2 pisos superiores. O piso -1 é totalmente enterrado, mas o piso 0 encontra-se parcialmente enterrado, ou seja, o alçado Norte deste piso é completamente enterrado, enquanto nos alçados laterais (Este e Oeste) os muros laterais prolongam-se ao longo deste piso de um modo oblíquo, estando estas zonas parcialmente cobertas pelo terreno. Junto ao alçado Sul, o piso 0 não se encontra enterrado. Sendo assim efectuou-se a classificação da estrutura em termos de regularidade, apenas acima do piso 1 inclusive, uma vez que o piso 0, apesar de se encontrar parcialmente enterrado, apresenta elevados valores de rigidez devido ao muros ocuparem a maior parte dos alçados laterais e a totalidade do alçado Norte.

O piso 2 é constituído, de acordo com o projecto de arquitectura, pela cobertura da zona de balneários e pelo passadiço metálico, que como foi dito anteriormente foi apenas

considerado para efeitos de acções sobre a estrutura. Relativamente ao prolongamento do núcleo acima do piso 2, optou-se por não contabilizar esse prolongamento na análise sísmica.

É extremamente importante referir que o processo de dimensionamento de estruturas consiste num conjunto de sucessivas análises, o que pode dar origem a alterações estruturais e ao respectivo redimensionamento. Inicialmente adoptou-se o cálculo de um coeficiente de comportamento preliminar e procedeu-se a uma análise expedita da estrutura do modelo 3d através do programa de cálculo automático, com a introdução do respectivo sismo, de modo a verificar se todos os elementos estruturais estavam de acordo com o método de cálculo do EC2 e EC8. Chegou-se à conclusão que devido à combinação sísmica existiam pilares que não “passavam” no dimensionamento (excesso de armadura).

Estes pilares eram principalmente os pilares do último piso. Deste modo procedeu-se à alteração das dimensões desses mesmos elementos.

Os pilares que foram aumentados⁷ encontram-se definidos a vermelho e a azul na figura seguinte:

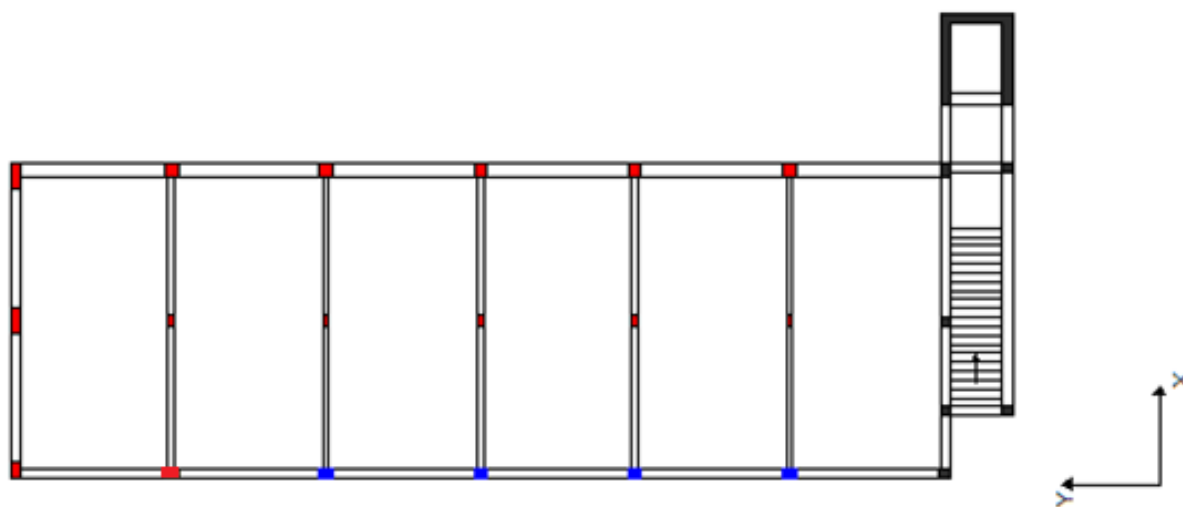


Figura 6.1- Pilares alterados (vermelho e azul) do piso 1

Sendo assim procedeu-se ao redimensionamento dos respectivos pilares, aumentando-se a sua secção para os seguintes valores (Piso 1):

⁷ Os pilares alterados foram basicamente os pilares do piso 1. Porém as dimensões dos pilares P23/P24/P25/P26 (a azul na figura) também foram alteradas para 0,3X0,4 m no piso inferior, de modo a existir continuidade do piso 0 para o piso 1.

Tabela 6.1 - Alteração das dimensões dos pilares

Pilares	Dimensões Iniciais			Dimensões Finais	
	X (A) (m)	Y (B) (m)		X (A') (m)	Y (B') (m)
P3	0,3	0,35		0,5	0,3
P5	0,3	0,3		0,8	0,3
P9	0,4	0,3		0,8	0,3
P23	0,3	0,3		0,3	0,4
P24	0,3	0,3		0,3	0,4
P25	0,3	0,3		0,3	0,4
P26	0,3	0,3		0,3	0,4
P27	0,3	0,3		0,3	0,4
P48	0,2	0,2		0,4	0,2
P49	0,2	0,2		0,4	0,2
P50	0,2	0,2		0,4	0,2
P51	0,2	0,2		0,4	0,2
P52	0,2	0,2		0,4	0,2
P53	0,3	0,3		0,4	0,4
P54	0,3	0,3		0,4	0,4
P55	0,3	0,3		0,4	0,4
P56	0,3	0,3		0,4	0,4
P57	0,3	0,3		0,4	0,4

Efectuadas estas alterações no modelo foi então possível definir o coeficiente de comportamento final. Para tal foi necessário recalculer todos os elementos relativos aos efeitos sísmicos uma vez que existiu uma alteração das dimensões dos elementos estruturais.

Deve-se referir que o coeficiente de comportamento preliminar é calculado de um modo idêntico ao coeficiente final, e os respectivos cálculos encontram-se resumidos no Anexo 2.

Seguidamente efectua-se detalhadamente o cálculo do coeficiente de comportamento final utilizado no processo de dimensionamento e na verificação de segurança da estrutura, com base nas alterações anteriores.

6.1 Rigidez de Torção Mínima

Antes de se verificar a regularidade estrutural e calcular o valor do coeficiente de comportamento é necessário classificar a estrutura, quanto ao tipo de sistema estrutural. De acordo com o art.º 5.2.2.1(4)P do EC8, um sistema para poder ser classificado como porticado, misto de ambos os tipos ou de paredes, deve possuir uma rigidez de torção mínima (r_x) expressa pela expressão (4.5) (art.º 4.2.3.2(6) do EC8).

O parâmetro l_s (raio de giração) é calculado pela seguinte expressão:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{pCM}}{m}} \quad (6.1)$$

Sendo:

- I_{pCM} – Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso;
- m – Massa do piso.

A massa de um piso aproximadamente rectangular é calculada com multiplicação da sua área pela respectiva massa:

$$m = \rho \times a \times b \quad (6.2)$$

Sendo:

- a – Largura em planta do piso;
- b – Comprimento em planta do piso;
- ρ – Massa por metro quadrado do piso:

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad (6.3)$$

- g – Aceleração da gravidade;
- γ – Peso por metro quadrado do piso, contabilizando as cargas permanentes (G) e as cargas variáveis (Q) afectadas pelo ψ_2 :

$$\gamma = G + \psi_2 \times Q \quad (6.4)$$

Simplificadamente admite-se uma distribuição de massas uniformemente distribuídas ao longo do piso, logo o momento polar de inércia pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$I_{pCM} = \rho \times \left[\frac{a \times b^3}{12} + \frac{a^3 \times b}{12} \right] = \frac{m}{12} \times (a^2 + b^2) \quad (6.5)$$

Sendo assim, o cálculo do raio de giração (l_s) pode ser calculado simplificadamente com utilização da expressão:

$$I_s = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}} \quad (6.6)$$

Tabela 6.2 - Raio de giração

	Piso 1
a (m)	28,900
b (m)	9,700
l_s (m)	<u>8,800</u>

O raio de torção (r_i) é calculado pela raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção (k_θ) e a rigidez de translação (k_j), e deve ser efectuado para as duas direcções:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (6.7)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (6.8)$$

Para se proceder ao cálculo das rigidezes de translação e de rotação é necessário definir-se o centro de rigidez do piso em análise, que consiste no ponto onde deve actuar a resultante das acções horizontais de modo a que o piso sofra apenas um deslocamento de translação. A posição do CR ($X_{CR}; Y_{CR}$) pode ser calculada pelas seguintes expressões:

$$X_{CR} = \sum_{j=1}^{ny} \frac{I_{yyi} \times x_i}{I_{yyi}} \quad (6.9)$$

$$Y_{CR} = \sum_{j=1}^{nx} \frac{I_{xxi} \times y_i}{I_{xxi}} \quad (6.10)$$

Sendo:

- x_i – Distância do centro de corte do elemento i medida segundo x , à origem do referencial arbitrado;
- y_i – Distância do centro de corte do elemento i medida segundo y , à origem do referencial arbitrado;
- I_{yyj} – Inércia do elemento i em relação a y do referencial arbitrado;
- I_{xxi} – Inércia do elemento i em relação a x do referencial arbitrado.

Segundo as expressões anteriores foram obtidas as coordenadas do centro de rigidez para o piso em análise (planta do piso 2):

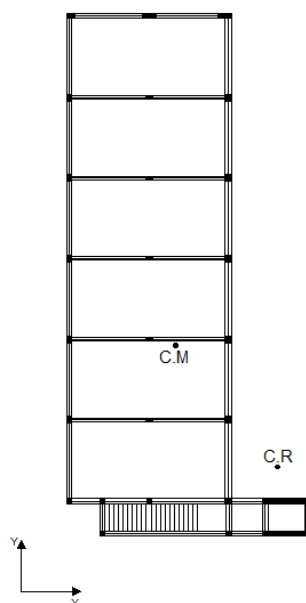


Figura 6.2 - Posição do centro de rigidez no piso 2

Tabela 6.3 – Coordenadas do centro de rigidez do piso 2

X_{cr}	15,05	Y_{cr}	7,35
-----------------------	-------	-----------------------	------

Tabela 6.4 – Coordenadas do centro de massa do piso 2

X_{cm}	9,05	Y_{cm}	14,50
-----------------------	------	-----------------------	-------

Pela figura anterior pode-se concluir que o centro de rigidez do piso 2 encontra-se próximo da zona do núcleo, o que está coerente, uma vez que esta é a zona de maior rigidez.

Efectuado o cálculo do centro de rigidez procedeu-se à determinação da rigidez de translação e rotação. Para se obterem estes parâmetros utilizou-se o modelo 3d definido no “sap2000”, aplicando-se no centro de rigidez do piso em estudo, um momento flector segundo a direcção z, e duas forças horizontais, ortogonais em planta.

Tendo em conta a expressão que relaciona a força com o deslocamento obtiveram-se os resultados demonstrados nas tabelas seguintes:

$$F = K \times d \quad (6.11)$$

Sendo:

- F – Força aplicada;
- K – Rigidez;
- d – Deslocamento da estrutura.

Tabela 6.5 - Valores dos deslocamentos do piso em análise

	F_x (kN)	F_y (kN)	M_z (kN.m)	U_x (m)	U_y (m)	U_z (rad)
Piso 2	1000,000	1000,000	1000,000	7,31E-04	1,32E-03	8,63E-06

Tabela 6.6 - Valores de rigidez de translação e rotação

	k_x (kN/m)	k_y (kN/m)	k₀ (kNm/rad)	r_x (m)	r_y (m)	ls (m)
Piso 2	1,37E+06	7,58E+05	1,16E+08	12,369	9,203	8,800

Analisando as tabelas anteriores, conclui-se que com as alterações dos pilares o sistema apresenta uma rigidez de torção mínima (art.º 4.2.3.2(6) do EC8).

6.2 Classificação da estrutura

Para se classificar o sistema estrutural deve-se proceder à determinação dos esforços que ocorrem para os vários elementos da estrutura. Para tal, foram aplicados ao modelo de cálculo três carregamentos unitários e uniformes ao nível de cada piso, sendo os dois primeiros horizontais e perpendiculares entre si em planta, e o terceiro vertical.

Como o modelo estrutural apresenta dois tipos diferentes de elementos primários, as paredes e os elementos primários (pórtico), distinguiram-se os esforços, entre esforços actuantes nos pórticos e esforços actuantes nas paredes. Nas seguintes tabelas apresenta-se o resumo dos esforços absorvidos pelos dois tipos de elementos estruturais, devido aos carregamentos unitários aplicados:

Tabela 6.7 - Carregamento nos elementos estruturais devido às acções unitárias

Elementos estruturais	Carregamento (kN)		
	Dir.X	Dir.Y	Dir.Z
Paredes	60,543	58,394	4,756
Pórtico	202,169	204,688	257,934
Total	262,712	263,082	262,690

Tabela 6.8 - Percentagem de forças absorvidas pelos elementos estruturais

Direcção	Força absorvida pela Parede (kN)		Força absorvida pelo Pórtico (kN)		Força Total	
	kN	Percentagem (%)	kN	Percentagem (%)	kN	Percentagem (%)
Direcção X	60,543	23,045	202,169	76,955	262,712	100,000
Direcção Y	58,394	22,196	204,688	77,804	263,082	100,000
Direcção Z	4,756	1,810	257,934	98,190	262,690	100,000

Pela tabela anterior pode-se concluir que o edifício em estudo (acima do piso 1 inclusive) consiste num sistema porticado, uma vez que a resistência do sistema às acções horizontais é maioritariamente assegurada pelos pórticos.

6.3 Regularidade Estrutural

6.3.1 Regularidade em Planta

De acordo com os critérios do EC8 (art.º 4.2.3.2(5) do EC8), pode-se definir que a relação entre a dimensão máxima e mínima em planta segundo eixos ortogonais é inferior a 4:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{30,8}{14,3} = 2,154$$

No piso em análise pode-se concluir que a relação entre as distâncias entre, o centro de rigidez e o centro de massa, e o raio de torção não é verificada (expressão (4.4)), como se pode constatar na seguinte tabela:

Tabela 6.9 - Valores da relação entre a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, e o respectivo raio de torção

Piso	Direcção X		Direcção Y	
	e_{0x} (m)	$0,3 r_x$ (m)	e_{0y} (m)	$0,3 r_y$ (m)
Piso 2	5,997	3,711	7,114	2,761

Segundo os valores da tabela anterior, conclui-se que a estrutura não é regular em planta, apesar de apresentar a torção mínima.

6.3.2 Regularidade em Altura

Apesar de se estar a estudar apenas um piso (piso 1), e de se desprezar a continuidade do núcleo para o piso 2, optou-se por se considerar que a estrutura é irregular em altura, o que irá conduzir a uma situação mais desfavorável, estando-se assim a favor da segurança. Esta opção deveu-se ao acréscimo de massa que o passadiço metálico confere à cobertura, à descontinuidade de alguns pilares primários e à diferença de alturas entre os pisos, que não é constante.

6.4 Coeficiente de Comportamento

Efectuados os cálculos anteriores e tendo em conta as operações necessárias estabelecidas no art.º 5.2.2.2 do EC8, apresenta-se o respectivo cálculo do coeficiente de comportamento final (q) na seguinte tabela:

Tabela 6.10 - Características da estrutura para o cálculo do coeficiente de comportamento

Estrutura não Regular em Altura nem em Planta	-	$q_{0x}'=q_{0y}'$	$q_x=q_y$
Sistema porticado			
DCM			
α_u/α_1	1,05		
k_w	1,00	3,15	2,52

Sendo:

- q_0' - Valor de q_0 considerando a não regularidade em planta;
- q - Valor de q considerando ambos os tipos de não regularidade.

Pelas tabelas anteriores pode-se concluir que o coeficiente sísmico é de 2,52, superior ao calculado inicialmente. Seguidamente apresentam-se os gráficos dos espectros de resposta⁸ associados aos ELU e ELS para o valor de q final.

Com o valor de q pode-se estabelecer o espectro de cálculo (ELU) e o espectro de acelerações associado ao requisito de limitação de danos (ELS).

Estes espectros encontram-se representados no gráfico seguinte:

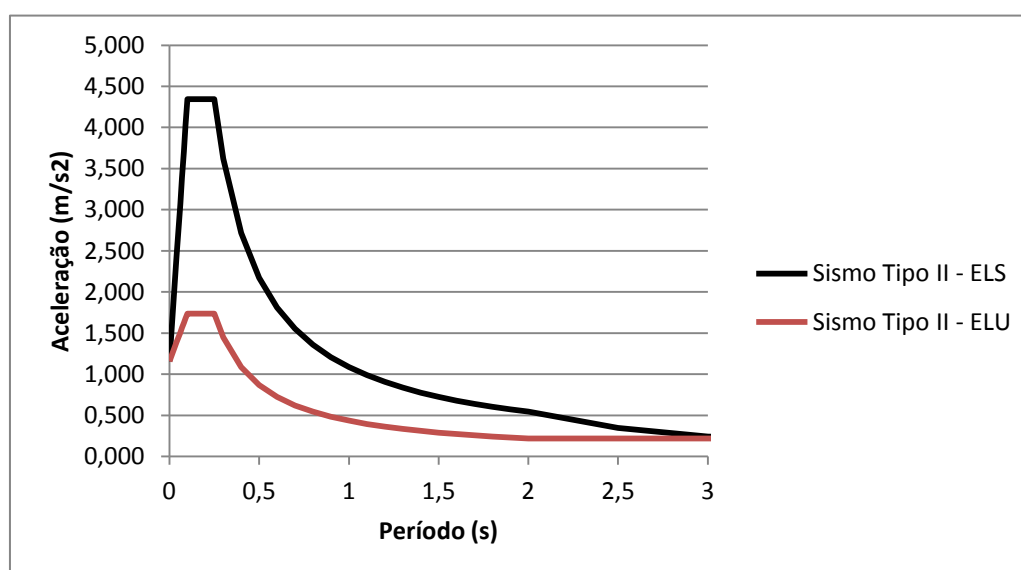


Gráfico 6.1 - Espectros de aceleração ($q=1,0$ - ELS e $q=2,5$ - ELU)

⁸ As tabelas relativas a estes espectros de resposta encontram-se no Anexo 3.

6.5 Análise Estrutural

O processo utilizado na análise estrutural do edifício em estudo foi o método de Análise Modal por Espectro de Resposta em Modelo Espacial, uma vez que se considerou que o edifício não era regular em planta nem em altura (Quadro 4.1 do EC8). Este processo consiste no método de referência de análise estrutural estabelecido pelo EC8 e no tipo de análise utilizado com maior frequência ao nível do projecto de estruturas de edifícios.

6.5.1 Análise Modal por Espectro de Resposta

Para se assegurar que as respostas de todos os modos de vibração contribuem significativamente para a resposta global da estrutura, devem-se satisfazer os seguintes critérios (art.4.3.3.3.1(3) do EC8):

- A soma total das massas modais efectivas para os modos considerados deve exceder pelo menos 90 % da massa total da estrutura;
- Todos os modos cujas massas modais efectivas sejam superiores a 5 % da massa total devem ser considerados.

Tendo em conta os pontos anteriores foram obtidos os factores de participação modal segundo X, Y e Z. Estes valores encontram-se no Anexo 4.

Analisando a tabela do Anexo 4, utilizando um conjunto de 20 modos, existem apenas 5 modos que permitem uma acumulação de massa superior a 5 % (em relação a X e Y). Por outro lado não se consegue obter uma soma total de massas modais efectivas superiores a 90 % da massa total da estrutura, uma vez que a partir do vigésimo modo as participações de massa eram inferiores a 5 %⁹.

A razão pela qual os valores mínimos não são atingidos deve-se ao facto de o piso -1 estar completamente enterrado e o piso 0 maioritariamente enterrado. A existência do muro provoca assim uma restrição de deslocamentos nas lajes do piso 0 e 1, ou seja, existe uma grande percentagem de massa que não é mobilizada.

De acordo com o art.º 4.3.3.3.1(5) do EC8, no caso de as condições anteriores não se verificarem devem-se utilizar numa análise espacial um número mínimo de modos que satisfaçam as seguintes condições:

⁹ O modelo de cálculo foi ensaiado para um conjunto total de 400 modos de vibração, e verificou-se que a massa da estrutura não era acumulada em 90 %. Também se verificou que os valores de dimensionamento, principalmente os valores de armaduras dos elementos verticais mais condicionantes (pilares do piso 1), sofriam pequenas variações relativamente à utilização de apenas 20 modos de vibração, comparativamente à utilização desses 400.

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (6.12)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (6.13)$$

Sendo:

- k – Número de modos considerados;
- n – Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida¹⁰;
- T_k – Período de vibração do modo k .

Tabela 6.11 - Definição do número de modos necessários

k	n	$3\sqrt{n}$
20	2	4,243

k	T_k (s)
20	0,080

De acordo com estas condições pode-se concluir que os 20 modos utilizados são suficientes para a análise dinâmica da estrutura.

Para a combinação do máximo modal admitiu-se a utilização do método da Combinação Quadrática Completa (CQC) (EC8 (art.º 4.3.3.3.2(3)P))¹¹. A aplicação deste método é efectuada através da seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum_{n=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{in} E_{Ei} E_{En}} \quad (6.14)$$

Sendo:

- E_{Ei} – Valor máximo da resposta para o modo de vibração i ;
- E_{En} – Valor máximo da resposta para o modo de vibração n ;
- ρ – Coeficiente de correlação modal:

¹⁰ Apesar de se estar apenas a analisar um piso (piso 1) o número de pisos n utilizado para a verificação dos modos foi de 2, devido à continuidade do núcleo de betão e do piso do passadiço metálico, estando-se assim a favor da segurança.

¹¹ O programa utilizado permite a utilização desta combinação, possibilitando assim a combinação dos vários modos em situações de não independência entre modos.

$$\rho_{in} = \frac{8 \times \xi^2 \times (1 + \beta_{in}) \times \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4 \times \xi^2 \times \beta_{in} \times (1 + \beta_{in})^2} \quad (6.15)$$

$$\beta_{in} = \frac{p_i}{p_n} \quad (6.16)$$

Sendo:

- p_i – Frequência própria do modo i ;
- p_n – Frequência própria do modo n ;
- ξ – Coeficiente de amortecimento¹².

6.6 Efeitos Acidentais de Torção

O EC8 estabelece no art.º4.3.2(1) a necessidade de se considerarem os efeitos acidentais de torção, que se definem pela incerteza relativa ao nível do carregamento e à variação espacial do movimento sísmico. Logo, o centro de massa do piso em análise deve ser deslocado, em cada direcção (excentricidade accidental):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (6.17)$$

Sendo:

- e_{ai} – Excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direcção em todos os pisos;
- L_i – Dimensão do piso na direcção perpendicular à direcção da acção sísmica.

No caso em estudo utilizando uma análise modal por espectro de resposta, estes efeitos de torção devem ser contabilizados através da aplicação no piso em estudo de um momento torsor (M_{ai}), tal como é definido no art.º4.3.3.3(1) do EC8:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (6.18)$$

Sendo:

- M_{ai} – Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i ;
- e_{ai} – Excentricidade accidental;

¹² Coeficiente de amortecimento em estruturas de betão armado (ξ) é de 5 %.

- F_i – Força horizontal actuante no piso i , determinada através da seguinte expressão (art.º4.3.3.2.3 do EC8):

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_i \times m_i} \quad (6.19)$$

Sendo:

- F_i – Força horizontal actuante ao nível do piso i ¹³;
- F_b – Força de corte basal, determinada através da análise dinâmica tridimensional;
- z_i – Altura do piso i medida a partir do nível actuante da acção sísmica (neste caso, acima do piso 1 inclusive);
- m_i – massa do piso i .

Com a aplicação das expressões anteriores foram calculados os efeitos acidentais de torção (momentos torsões) para piso em estudo:

Tabela 6.12 - Excentricidade Acidental

Acção na Direcção X				Acção na Direcção y			
Piso	L_i (m)	(+e _{ai,x}) (m)	(- e _{ai,x}) (m)	Piso	L_i (m)	(+e _{ai,y}) (m)	(- e _{ai,y}) (m)
Piso 2	30,80	1,54	-1,54	Piso 2	14,80	0,74	-0,74

Tabela 6.13 - Força de corte na base do piso 1

Força de corte na base	
F_x (kN)	F_y (kN)
1223,721	835,868

Tabela 6.14 - Forças horizontais actuantes no piso

Distribuição das forças sísmicas horizontais					
Piso	z (m)	m (ton)	zxm	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
Piso 2	3,2	390,984	1251,149	1223,721	835,868
Somatório			1251,149		

Tabela 6.15 - Cálculo do momento tórsor acidental

Piso	F_{ix} (kN)	e_x (m)	$F_{ix} \cdot e_x$ (kN.m)	F_{iy} (kN)	e_y (m)	$F_{iy} \cdot e_y$ (kN.m)	M_{max} (kN.m)
Piso 2	1223,721	1,54	1884,53	835,868	0,74	618,542	1884,53

Obtido o valor anterior de momento máximo tórsor, é ainda necessário conjuga-lo com os esforços resultantes da acção sísmica, de modo a se obter duas combinações distintas (esforços de dimensionamento para a acção sísmica), ou seja:

¹³ Como se está a analisar um único piso a força F_i é igual à força F_b .

- Soma dos esforços devidos ao sismo e ao momento torsor aplicado no sentido horário;
- Soma dos esforços devidos ao sismo e ao momento torsor aplicado no sentido anti-horário.

6.7 Efeitos de 2ª Ordem

Os efeitos de segunda ordem consistem em efeitos adicionais na estrutura, resultantes da deformação da mesma relativamente a uma acção (art.º 5.8.1 do EC2). Este fenómeno ocorre principalmente devido à acção sísmica, que pode provocar elevados deslocamentos relativos entre pisos, originando cargas excêntricas nos elementos verticais devido ao esforço axial existente.

Segundo o art.º 4.4.2.2(2) do EC8, estes efeitos podem ser desprezados se o índice de sensibilidade entre pisos (θ) respeitar a seguinte condição:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (6.20)$$

Sendo:

- θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- P_{tot} – Valor das cargas verticais acima do piso em análise, incluindo a laje do mesmo, para a combinação sísmica de acções;
- V_{tot} – Força de corte total ao nível do piso em análise;
- h – Altura entre pisos;
- d_r – Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos consecutivos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios (d_s) no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com a seguinte expressão¹⁴:

$$d_s = q_d \times d_e \quad (6.21)$$

- q_d – Factor de comportamento em deslocamento, admitido igual a q ;
- d_e – Deslocamento do mesmo ponto da estrutura, obtido através da análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

¹⁴ Expressão associada à análise linear, onde os deslocamentos devido à acção sísmica devem ser calculados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural (art.º 4.3.4 do EC8). Deve-se ter em conta os efeitos acidentais de torção.

No caso de $0,1 < \theta \leq 0,2$, o EC8 (art.º 4.2.2.2 (2)) admite a possibilidade de os efeitos de 2ª ordem serem avaliados de um modo aproximado, multiplicando os esforços provenientes da análise sísmica por um factor igual a $1/(1 - \theta)$. Por outro lado, se o valor do parâmetro θ foi superior a 0,3, a estrutura deve ser dimensionada tendo em conta os efeitos de 2ª Ordem (art.º 4.4.2.2(4) do EC8).

A análise destes efeitos no edifício em estudo foi efectuada através do modelo de cálculo, retirando-se os deslocamentos relativos entre o piso 2 e 1, para todos os pilares que englobam o piso 1. Obtidos estes deslocamentos foram calculados os deslocamentos reais e definido o respectivo deslocamento máximo no piso.

Por fim efectuaram-se os cálculos respeitantes às condições anteriores para a direcção X e Y:

Tabela 6.16 - Índices de sensibilidade

Direcção X					
Piso	P_{total} (kN)	d_{r,x} (m)	V_{x,total} (kN)	h (m)	θ_x
Piso 2	7796,393	0,0051	1211,125	3,2	0,01

Direcção Y					
Piso	P_{total} (kN)	d_{r,y} (mm)	V_{y,total} (kN)	h (m)	θ_y
Piso 2	7796,393	0,0076	1032,59	3,2	0,02

Pelas tabelas anteriores pode-se concluir que, os valores do índice de sensibilidade (θ), tanto na direcção X como em Y, são bastante inferiores a 0,1, logo são desprezados os efeitos de 2ª ordem. A diferença entre os deslocamentos ao nível do piso 1 e piso 2 pode ser consultada no Anexo 5.

De referir que tal como preconizado no EC8 os deslocamentos foram obtidos reduzindo a rigidez dos elementos verticais em 50 %, para considerar a sua fendilhação perante a actuação do sismo.

7 Dimensionamento Estrutural

O dimensionamento estrutural e respectiva verificação de segurança são efectuados através da avaliação dos estados limites. Estes estados limites são atingidos quando é afectada a capacidade da estrutura, em termos estruturais ou funcionais, para desempenhar as funções que lhe são atribuídas.

Os estados limites a considerar para a verificação da segurança são de dois tipos:

- Estados limites últimos (ELU), que dão origem a prejuízos muito severos de carácter estrutural;
- Estados limites de utilização ou de serviço (ELS), que dão origem a prejuízos pouco severos, maioritariamente de ordem funcional.

7.1 Estados Limites Últimos

7.1.1 Regras Gerais

Para se efectuar o dimensionamento da estrutura é necessário seguir determinadas regras presentes no EC2 e no EC8, relativas à pormenorização de todos os elementos estruturais.

Estas regras encontram-se relacionadas com os seguintes factores:

- Recobrimentos de armaduras;
- Distâncias mínimas entre varões;
- Diâmetros mínimos de dobragem;
- Comprimentos de amarração;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimentos de emenda de armaduras.

No Anexo 6 resumem-se os cálculos dos pontos anteriores.

7.1.2 Vigas

Segundo o art.º 5.3.1(3) do EC2, uma viga consiste num elemento cujo vão não é inferior a 3 vezes a altura da sua secção transversal, sendo no caso contrário considerada viga-parede.

No edifício em estudo existem casos de vigas-parede, logo deve-se ter em conta o art.º 9.7 do EC2 que estabelece a disposição, junto de cada face, de uma armadura de rede ortogonal mínima ($A_{s,dbmin}$). O valor recomendado é de 0,1 % com o mínimo de $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ em cada face e em cada direcção, sendo a distância entre dois varões adjacentes da rede, inferior ao menor dos seguintes valores: 2 vezes a espessura da viga-parede ou 300 mm.

Sendo assim, foi adoptado nestas situações um conjunto de varões $\varnothing 8 // 0.20$ por face, que conjugada com as armaduras transversais satisfaz os requisitos anteriores.

7.1.2.1 Armadura Longitudinal

O EC2 indica no art.º 9.1(3)P a necessidade de limitar as armaduras longitudinais de forma a resistir às forças devidas a acções de coacção, a evitar roturas frágeis e à formação de fendas largas. A área das armaduras longitudinais deve ser igual ou superior à armadura obtida pela seguinte expressão (art.º 9.2.1.1 do EC2):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (7.1)$$

Sendo:

- b_t – Largura média da zona traccionada.

Além do critério anterior, o EC2 define ainda no art.º 9.2.1.1(3) que a armadura máxima a utilizar numa secção, excepto em zonas de sobreposição não deve exceder 4% da área da secção da viga ($0,04A_c$). Por outro lado o EC8 estabelece no art.º 5.4.3.1.2(5) uma taxa mínima de armadura ao longo de todo o comprimento de todas as vigas primárias, determinada pela seguinte expressão:

$$\rho_{min} = 0,5 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (7.2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (7.3)$$

Sendo:

- f_{ctm} – Tensão média de resistência à tracção do betão (Tabela 3.1 do EC2);
- f_{yk} – Tensão característica do aço;
- A_s – Área da armadura traccionada;
- A_c – Área da secção de betão (normalizada por $b \cdot d^{15}$).

¹⁵ Segundo o art.º 5.4.3.1.2 do EC8, as taxas de armadura devem ser normalizadas por $b \cdot d$.

Nas zonas críticas das vigas que se estendem num comprimento (l_{cr}) junto aos pilares, é necessário garantir que a ductilidade disponível em curvatura seja superior à definida nas seguintes expressões (art.º 5.2.3.4 (3) do EC8):

$$\mu_{\emptyset} = 2 \times q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_C \quad (7.4)$$

$$\mu_{\emptyset} = 1 + 2 \times (q_0 - 1) \times \frac{T_C}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_C \quad (7.5)$$

Sendo:

- T_1 – Período fundamental da estrutura para movimentos horizontais no plano de flexão associado à curvatura em causa;
- T_C – Período no limite superior da zona de aceleração constante no espectro de resposta.

Segundo as condições anteriores pode-se concluir para a estrutura em análise:

Tabela 7.1 - Ductilidade em curvatura

Direcção	q_0	T_1 (s)	T_C (s)	μ_{\emptyset}
X	2,50	0,16	0,25	5,63
Y	2,50	0,18	0,25	5,17

A ductilidade em curvatura é garantida através da verificação das seguintes condições (art.º 5.4.3.1.2(4) do EC8):

- A armadura na zona comprimida não deve ser inferior a pelo menos metade da secção da armadura da zona traccionada, adicionada da armadura de compressão necessária à verificação da resistência em relação ao Estado Limite Último na situação de projecto sísmica;
- A taxa de armadura (ρ) na zona traccionada não deve exceder o valor de $\rho_{m\acute{a}x}$, dado pela seguinte expressão:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\emptyset} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.6)$$

Sendo:

- ρ' - Taxa de armadura de compressão;
- $\varepsilon_{sy,d}$ – Valor de projecto da extensão de cedência da armadura;

- f_{yd} – Valor de projecto da tensão de cedência da armadura de flexão.

Pela expressão anterior pode-se concluir o seguinte, para os dois tipos de betão utilizados:

Tabela 7.2 - Taxa de armadura máxima na zona traccionada

Betão	$\epsilon_{sy,d}$	f_{cd} (MPa)	f_{syd} (MPa)	ρ_{max}
C25/30	0,00174	16,67	348,00	$\rho' + 0,088$
C30/37	0,00174	20,00	348,00	$\rho' + 0,115$

Devido à necessidade de compensar o desequilíbrio das forças dos varões em ambos os lados dos nós de ligação viga/pilar, o EC8 define limites máximos para a relação entre o diâmetro dos varões da armadura principal (d_{bl}) e a dimensão da secção do pilar na direcção paralela às vigas (h_c).

Esta limitação permite mobilizar as forças de aderência aço/betão no interior dos nós de ligação, impedindo uma rotura por aderência, e é imposta pelas seguintes expressões (art.º 5.6.2.2(2)P do EC8):

- Nós viga/pilar interiores:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{RD} \times f_{yd}} \times \frac{1 + 0,8 \times v_d}{1 + 0,75 \times k_D \times (\rho' / \rho_{max})} \leftrightarrow d_{bl} \leq 6,48 \times h_c \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \quad (7.7)$$

- Nós viga/pilar exteriores:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{RD} \times f_{yd}} \times (1 + 0,8 \times v_d) \leftrightarrow d_{bl} \leq 8,1 \times h_c \times \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \quad (7.8)$$

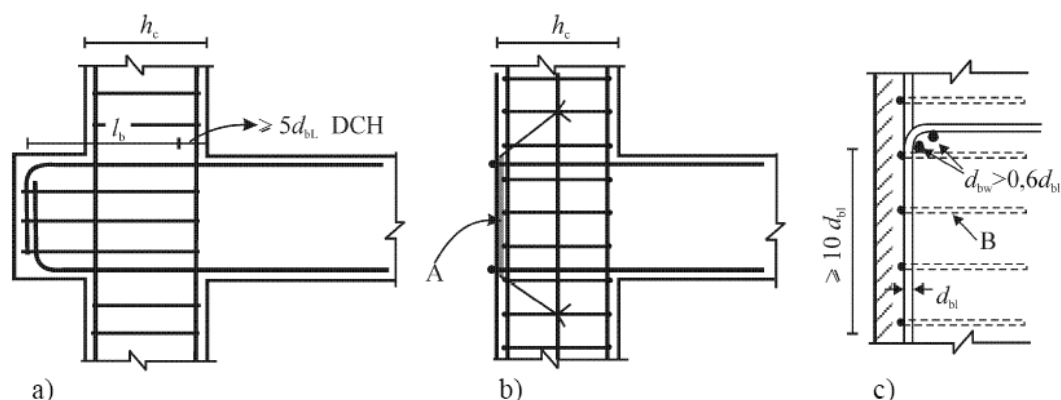
Sendo:

- h_c – Largura do pilar medida na direcção paralela aos varões;
- k_D – Coeficiente relativo à classe de ductilidade, sendo igual a 1 para a classe DCH e 2/3 para a classe DCM;
- γ_{RD}^{16} – Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências;
- ρ' - Taxa de armadura de compressão da viga que atravessa o nó;
- ρ_{max} – Taxa de armadura máxima.

¹⁶ Para a classe de DCM o valor de γ_{RD} é igual a 1,0.

No caso de não ser possível satisfazer os diâmetros máximos anteriores recomendados, o EC8 admite a utilização de uma das seguintes disposições construtivas (art.º5.6.2.2(3) do EC8):

- A viga ou laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores (figura 7.1.a));
- Poderão adoptar-se varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas ao topo da armadura principal das vigas (figura 1.1.b));
- Dobragem a 90º dos varões longitudinais com um comprimento mínimo de $10d_{bl}$ e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem (figura 1.1.c)).



Legenda:

- A chapa de amarração
B cintas em torno dos varões do pilar

Figura 7.1 - Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar

Tendo em conta as expressões anteriores, e admitindo o esforço axial normalizado nos pilares igual a 0,1 e $\rho' = 0,5\rho_{max}$, obtiveram-se os diâmetros máximos recomendados para os varões longitudinais das vigas que atravessam o nó de ligação viga/pilar.

No projecto em estudo não foi possível considerar os diâmetros máximos para algumas vigas, pelo que foi necessária a adopção de armaduras transversais de reforço (Fig.7.1.c)):

Tabela 7.3 - Diâmetros da armadura de reforço

Viga	Nó Interior		Nó Exterior		Diâmetro Máximo do Varão Utilizado (mm)	Diâmetro da Armadura de Reforço (mm)
	h_c (m)	$d_{bl,max}$ (mm)	h_c (m)	$d_{bl,max}$ (mm)		
V26.1	0,3	16	-	-	20	12
V28.1	0,3	16	1,5	91	20	12
V29.1	0,3	16	1,5	91	20	12
V30.1	0,3	16	1,5	91	20	12
V31.1	0,3	16	-	-	20	12
V1.2	0,3	16	-	-	25	16
V4.2	0,3	16	-	-	25	16
V5.2	0,3	16	-	-	25	16
V25.2	0,3	16	-	-	25	16
V26.2	0,3	16	0,3	18	20	12
V27.2	0,3	16	-	-	20	12
V32.2	0,4	19	0,3	18	20	12
V33.2	-	-	0,3	18	20	12

7.1.2.2 Armadura Transversal

A armadura transversal, tal como acontece com a longitudinal, é limitada em termos de armadura mínima pelas expressões do art.º 9.2.2(5) do EC2:

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \quad (7.9)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin(\alpha)} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \times b_w \times \sin\alpha \quad (7.10)$$

Sendo:

- ρ_w – Taxa de armadura de esforço transverso;
- A_{sw} – Área de armadura de esforço transverso por comprimento, s ;
- s – Espaçamento das armaduras de esforço transverso ao longo do eixo longitudinal da viga;
- b_w – Largura da alma da viga;
- α^{17} – Ângulo entre as armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal da viga.

¹⁷ Na análise da estrutura em estudo foram utilizados estribos perpendiculares ao eixo da viga, logo $\alpha = 90^\circ$.

Em termos de resistência a armadura transversal é calculada tendo em conta o esforço transversal resistente, que é obtido pelo menor dos valores calculados pelas seguintes expressões (art.º 6.2.3(3) do EC2):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot g(\theta) \quad (7.11)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot g(\theta) + \tan(\theta)} \quad (7.12)$$

Sendo:

- A_{sw} – Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
- s – Espaçamento dos estribos;
- f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
- v_1 ¹⁸ – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
- θ – Ângulo que define a inclinação das escoras, com a condição $1 \leq \cot \theta \leq 1,5$;
- α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do betão comprimido:
 - $\alpha_{cw} = 1,0$, para estruturas não pré-esforçadas;
 - $\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp}^{19} / f_{cd})$, para $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$;
 - $\alpha_{cw} = 1,25$, para $0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$;
 - $\alpha_{cw} = 2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$, para $0,5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd}$.

Relativamente aos espaçamentos das armaduras transversais, é necessário cumprir os critérios estabelecidos no art.º 9.2.2(6) e art.º 9.2.2(8) do EC2. Estes definem respectivamente, os valores máximos de espaçamentos dos estribos ao longo do eixo da viga ($s_{l,max}$) e de espaçamentos transversais entre ramos de estribos ($s_{t,max}$).

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot g(\alpha)) \quad (7.13)$$

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (7.14)$$

¹⁸ Para $f_{ck} < 60$ MPa o valor de v_1 é igual a 0,6.

¹⁹ σ_{cp} consiste na tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devido ao valor de cálculo do esforço normal.

O EC8 estabelece no art.º 5.4.3.1.2(6) um conjunto de critérios relacionados com a pormenorização das armaduras transversais, de modo a garantir condições mínimas de confinamento nas zonas críticas das vigas. Esses critérios são os seguintes:

- O diâmetro dos estribos (d_{bw}) deve ser igual ou superior a 6 mm;
- O espaçamento dos estribos (s), na direcção do eixo da viga não deve exceder o valor definido pela seguinte expressão:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24; d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8 \times d_{bl} \right\} \quad (7.15)$$

- O primeiro estribo não deve ser afastado mais de 50 mm da extremidade livre da viga.

Definidos os critérios anteriores do EC8 para as zonas críticas, foram calculados os espaçamentos máximos das armaduras transversais, segundo o eixo longitudinal das vigas, que se podem verificar no Anexo 7.

7.1.2.3 Dimensionamento

O dimensionamento de vigas sísmicas primárias em estruturas de classe de ductilidade média (DCM), deve ser efectuado utilizando os esforços de cálculo obtidos através do art.º 5.4.2.2 do EC8. Tal como foi mencionado no capítulo “4 - *Análise Sísmica*” do presente documento, o programa de cálculo automático utilizado para o dimensionamento da estrutura em estudo, já engloba a possibilidade da obtenção das armaduras (longitudinais e transversais) pelo processo de cálculo mencionado no EC8, para estruturas de classe DCM. Sendo assim aplica-se apenas a título de exemplo, este processo de dimensionamento à viga V20.2.

É de referir que, apesar de o programa calcular as armaduras finais utilizando o processo de cálculo preconizado no EC8, devem-se respeitar os critérios de espaçamentos máximos e de comprimentos mínimos de zonas críticas.

Segundo o art.º 5.4.2.2 do EC8, os esforços transversos de cálculo em vigas sísmicas primárias, para zonas críticas e não críticas, devem ser obtidos de acordo com a filosofia do “*Capacity Design*”, tendo por base o seguinte equilíbrio de esforços na viga:

- A carga transversal que actua a viga durante a acção sísmica de projecto;
- Combinação adversa dos momentos resistentes reais nas secções junto aos nós de extremidade, a qual corresponde à formação de rótulas plásticas para as direcções positivas e negativas da acção sísmica. Deve-se notar que as rótulas deverão formar-se preferencialmente nas extremidades da viga, na região mais próxima possível do nó viga-pilar.

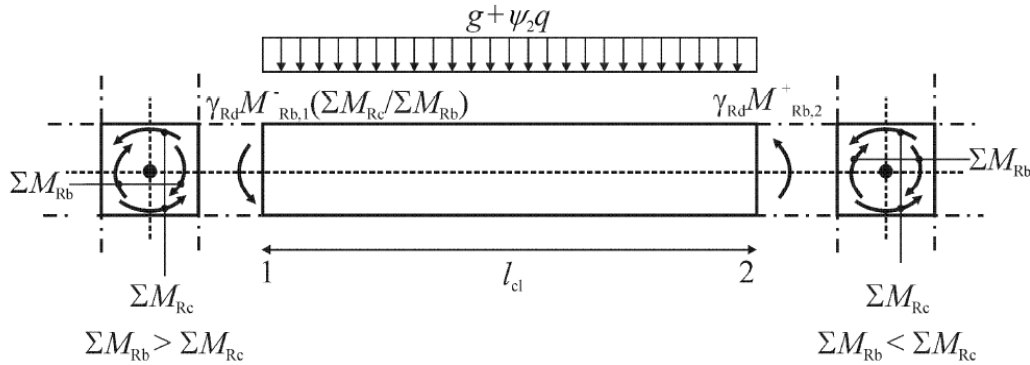


Figura 7.2 - Cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas

Deste modo, segundo o art.º 5.4.2.2(1) do EC8, a obtenção do esforço transverso actuante é efectuada pelo equilíbrio de esforços na viga na situação em que se mobilizam nas suas extremidades os momentos flectores resistentes de sinais contrários. Em termos simplificados o cálculo do esforço transverso máximo nas secções de extremidade das vigas pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} \cong \frac{M_{1u} + M_{2u}}{L} + \frac{q_{cqp} \times L}{2} \quad (7.16)$$

Sendo:

- M_{1u} e M_{2u} – Momento resistente nas extremidades das vigas;
- q_{cqp} – Carregamento uniforme para a combinação quase-permanente de acções;
- L – Comprimento da viga.

Analisando o art.º 5.4.2.2(2a) do EC8, deve-se determinar o esforço transverso máximo ($V_{Ed,max,i}$) e mínimo ($V_{Ed,min,i}$) nas duas extremidades da viga, sendo estes condicionados pelos momentos ($M_{i,d}$) máximos e mínimos que se podem desenvolver nestas secções. O momento condicionante ($M_{i,d}$) é determinado pela seguinte expressão (art.º 5.4.2.2(2b)) do EC8):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1; \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}} \right) \quad (7.17)$$

Sendo:

- $M_{Rb,i}$ – Momento de dimensionamento da viga;
- ΣM_{Rb} e ΣM_{Rc} – Soma dos momentos de cálculo resistentes nos pilares e soma dos momentos de cálculo resistentes das vigas que concorrem no nó;
- γ_{Rd} – Coeficiente relativo à possibilidade de sobrerrestência por endurecimento do aço. No caso de estruturas da classe DCM este parâmetro toma o valor unitário.

Em termos conservativos admite-se que a expressão anterior pode ser simplificada, ou seja:

$$M_{i,d} = M_{Rb} \quad (7.18)$$

O cálculo do momento resistente é efectuado através da armadura de flexão e da respectiva altura de secção comprimida, admitindo que as armaduras se encontram em cedência.

Sendo assim o momento resistente pode ser obtido pela aplicação das seguintes expressões:

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (7.19)$$

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x) \quad (7.20)$$

Estabelecido o processo de cálculo, efectuou-se o cálculo dos respectivos momentos resistentes para a viga V20.2.

Inicialmente retiraram-se as características base da viga em estudo e as respectivas armaduras, tal como se pode verificar nas seguintes tabelas:

Tabela 7.4 - Características base da viga em V20.2

Características Base					
Viga	h (m)	b (m)	d (m)	f_{yd} (MPa)	f_{cd} (MPa)
V20.2	0,800	0,300	0,750	348,000	16,700

Tabela 7.5 - Áreas de armadura da viga V20.2

Viga	Área de Armadura Obtida pelo Modelo (cm ²)				Área de Armadura Adoptada (cm ²)			
	Zona	Início	Meio	Fim	Zona	Início	Meio	Fim
V20.2	Superior	7,406	7,406	7,406	Superior	8,04	8,04	8,04
	Inferior	7,406	7,406	7,406	Inferior	8,04	8,04	8,04

Com as características base e as respectivas armaduras calcularam-se os momentos resistentes:

Tabela 7.6 - Posição da linha neutra e momento resistente na viga V20.2

Viga	Posição da Linha Neutra x (m)			Momento Resistente (kN.m)		
	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V20.2	0,070	0,070	0,070	202,031	202,031	202,031
	0,070	0,070	0,070	202,031	202,031	202,031

Após a determinação dos momentos resistentes anteriores, procedeu-se então ao cálculo do esforço transversal condicionante na viga:

Tabela 7.7 - Esforço transversal condicionante na viga V20.2

Viga	Zona	M _{rd} (kN.m)		V _{comb q.p} (kN)		V _{ed,cal} (kN)		L (m)	V _{ed,max} (kN)
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Esquerda	Direita		
V20.2	Superior	202,031	202,031	36,502	43,351	129,390	136,239	4,35	136,239
	Inferior	202,031	202,031						

Conhecido o valor de esforço transversal condicionante, efectua-se o cálculo da armadura transversal necessária nas zonas críticas, tendo em atenção o respectivo espaçamento máximo e comprimento da zona crítica na viga.

Segundo o art.º 5.4.3.1.2 do EC8 o comprimento da zona crítica corresponde à altura da viga²⁰, logo:

Tabela 7.8 - Comprimento da zona crítica na viga V20.2

Viga	l _{cr} = h _w (m)
V20.2	0,8

No caso do espaçamento máximo das armaduras transversais, este valor é obtido pela expressão (7.15) (art.º 5.4.3.1.2(6)Pb) do EC8). Utilizando um diâmetro de armadura transversal de 8 mm, o espaçamento máximo na zona crítica da viga V20.2 é de 12,5 cm.

Tabela 7.9 - Espaçamento máximo da armadura transversal na viga V20.2

Viga	h _w (m)	d _{bw} (mm)	225 (mm)	d _{bl} (mm)	s (m)
V20.2	0,8	8	225	16	0,13

²⁰ l_{cr} = h_w, para vigas que não suportem elementos descontinuos.

Por fim, verifica-se os valores de esforço transversal pelas expressões (7.11) e (7.12), ou seja:

Tabela 7.10 - Esforço transversal resistente máximo na viga V20.2

$V_{rd,max}$								$V_{rd,max}$ (kN)
Viga	α_{cw}	b_w (m)	h_w (m)	z (m)	v_1	f_{cd} (MPa)	θ (°)	
V20.2	1,00	0,300	0,800	0,675	0,552	16,7	45	933,363

Tabela 7.11 - Verificação da segurança ao esforço transversal na zona crítica da viga V20.2

V_{rds}						V_{rds} (kN)	$V_{ed,max}$ (kN)
Viga	Armadura	A_s/s (cm ² /m)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	θ (°)		
V20.2	Ø 8 //0.125	8,040	0,675	348,000	45,000	188,860	136,239

Seria necessário efectuar o processo de cálculo anterior para todas as vigas da estrutura, mas como o programa de cálculo utilizado efectua o dimensionamento das vigas tendo em conta o processo de cálculo anterior, obtiveram-se directamente as armaduras longitudinais e transversais do modelo.

Retiradas as armaduras do modelo de cálculo, procedeu-se à armação das vigas em função dos comprimentos críticos e respectivos espaçamentos máximos das armaduras transversais. Todos estes dados encontram-se discriminados no Anexo 8.

Verificaram-se também os valores máximos e mínimos das taxas de armadura (art.º 9.2.1.1(3) do EC2 e art.º 5.4.3.1.2(5)P do EC8, respectivamente), e as taxas de armadura de tracção em vigas (art.º 5.4.3.1.2(4) do EC8). As taxas de armaduras podem ser verificadas no Anexo 8.

7.1.3 Pilares

7.1.3.1 Armadura Longitudinal

Os varões da armadura longitudinal que constituem os pilares devem possuir um diâmetro superior a 8 mm (art.º 9.5.2(1) do EC2) e a respectiva área total deve ser superior ao valor obtido pela seguinte expressão (art.º 9.5.2(2) do EC2):

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002A_c \quad (7.21)$$

Sendo:

- f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;
- N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço normal de compressão.

Em termos de área máxima de armadura longitudinal, o EC2 define um valor limite de $A_{s,max}$. No caso dos locais fora das zonas de emendas por sobreposição, o valor máximo de armadura longitudinal deve ser 4% da área do pilar ($0,04A_c$), enquanto nas zonas de emendas por sobreposição o valor aumenta para 8% da área do pilar ($0,08A_c$).

Alem das condições anteriores, o art.º 5.4.3.2.2(1)P do EC8 limita a armadura longitudinal dos pilares entre 1% a 4% da área da secção transversal. No caso de secções simétricas a armadura deve ser distribuída simetricamente.

Em cada face vertical do pilar, o EC8 define ainda a necessidade de existir um varão vertical intermédio entre os varões de canto, de modo a assegurar a integridade dos nós viga-pilar (art.º 5.4.3.2.2(2)P do EC8).

7.1.3.2 Armadura Transversal

A armadura transversal nos pilares, de acordo com o art.º 9.5.3(1) do EC2, deve possuir um diâmetro superior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais.

Cada varão longitudinal ou conjunto de varões colocado num canto do pilar deve ser travado por meio de armaduras transversais.

Segundo o art.º 9.5.3(6) do EC2, nas zonas comprimidas não devem existir varões longitudinais a uma distância superior a 15 mm de um varão travado. Os varões longitudinais travados por cintas devem-se situar a menos de 200 mm de distância (art.º 5.4.3.2.2(11)b do EC8).

Relativamente ao espaçamento das armaduras transversais o valor máximo de espaçamento ($s_{cl,max}^{21}$) deve ser obtido pela seguinte expressão (art.º 9.5.3(3) do EC2):

$$s_{cl,max} = \min\{20\phi_{long,min}; b; 400 \text{ mm}\} \quad (7.22)$$

Sendo:

- $\phi_{long,min}$ – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais;
- b – Menor dimensão do pilar.

²¹ Os valores dos espaçamentos longitudinais máximos das armaduras transversais nos pilares podem ser consultados no Anexo 9.

Tal como acontece nas vigas, o EC8 estabelece um conjunto de condições relativas às zonas críticas.

O comprimento das zonas críticas dos pilares (l_{cr}) deve ser determinado por intermédio da seguinte expressão (art.º 5.4.3.2.2(4) do EC8):

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \text{ m} \right\} \quad (7.23)$$

Sendo:

- h_c – Maior dimensão da secção transversal do pilar;
- l_{cl} – Comprimento livre do pilar.

No caso de $l_{cl}/h_c < 3$, toda a altura do pilar deve ser considerado como zona crítica, tal como se encontra explícito no art.º 5.4.3.2.2(5)P do EC8.

Segundo o art.º 5.4.3.2.2(10)P e (11) do EC8, todas as zonas críticas dos pilares devem respeitar as seguintes regras:

- O diâmetro das armaduras transversais não deve ser inferior a 6 mm;
- O afastamento máximo entre varões longitudinais travados deve ser inferior a 200 mm;
- O afastamento máximo entre as cintas de armadura transversal, segundo o eixo longitudinal do pilar, deve respeitar a seguinte condição:

$$s \leq \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175 \text{ mm}; 8 \times d_{bl} \right\} \quad (7.24)$$

Com as condições estabelecidas pelo EC8, foi possível obter os valores referentes ao comprimento das zonas críticas e aos respectivos espaçamentos entre cintas. Estes valores podem ser verificados no Anexo 9.

7.1.3.3 Armadura de Confinamento

A armadura de confinamento do núcleo dos pilares destina-se a compensar a perda de resistência devida ao destacamento do betão, provocada por um possível aumento da extensão do betão superior a 0,0035. Sendo assim é necessário verificar se a armadura

transversal existente nas zonas críticas dos pilares satisfaz a seguinte condição (art.º 5.4.3.2.2(8) do EC8):

$$\alpha \times \omega_{\omega d} \geq 30 \times \mu_{\emptyset} \times v_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.25)$$

$$\omega_{\omega d} = \frac{\text{Volume da armadura de confinamento}}{\text{Volume do núcleo de betão confinado}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.26)$$

Sendo:

- $\omega_{\omega d}$ – Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas;
- μ_{\emptyset} – Valor necessário do factor de ductilidade em curvatura;
- v_d – Esforço normal reduzido para a situação de projecto sísmica;
- $\varepsilon_{sy,d}$ – Valor de cálculo da extensão de cedência à tracção do aço;
- b_c – Largura da secção transversal do pilar;
- b_0 – Largura do núcleo confinado;
- h_c – Altura bruta da secção transversal;
- α – Coeficiente de eficácia, $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$;
 - α_n – Relação entre a área efectivamente confinada e a área no interior das cintas (medida a eixo das cintas) no plano horizontal que contém as cintas;
 - α_s – Relação entre a área da secção efectivamente confinada a meia distância entre as cintas e a área no interior das cintas.

Os valores de α_n e α_s dependem da forma das secções e da pormenorização das armaduras transversais e longitudinais. Para secções rectangulares, estes parâmetros são obtidos através das seguintes expressões:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_0h_0 \quad (7.27)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \quad (7.28)$$

Sendo:

- n – número total de varões abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;
- b_i – Distâncias medidas a eixo entre varões travados consecutivos;

- h_0 – Altura do núcleo confinado.

O art.º 5.4.3.2.2(9) do EC8, define que o valor de ω_{od} deve ser sempre superior ou igual a 0,08 nas zonas críticas para estruturas de classe DCM.

No caso do esforço axial normalizado (v_d) ser inferior a 0,2 e o coeficiente de comportamento (q) inferior a 2, a determinação da armadura transversal nas zonas críticas pode ser efectuada apenas pelos critérios do EC2.

7.1.3.4 Dimensionamento

À semelhança do que acontece nas vigas, os pilares sísmicos primários devem ser dimensionados para os esforços de cálculo evidenciados no art.º 5.4.2.3 do EC8, mas como foi referido anteriormente, o programa de cálculo automático utilizado, também calcula automaticamente as armaduras finais tendo em conta os critérios de “*Capacity design*”. Deste modo apresenta-se apenas para o pilar P23 (piso 1) o respectivo dimensionamento.

Tal como nas vigas devem-se também ter em atenção os espaçamentos máximos e comprimentos mínimos das zonas críticas, uma vez que o programa apenas calcula as áreas de armadura e não as restrições referidas nas zonas críticas.

Segundo o art.º 4.4.2.3(4) do EC8, deve-se aplicar o critério de pilar forte/viga fraca para estruturas porticadas, incluindo sistemas equivalentes a pórticos, com dois ou mais pisos, definido pela seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (7.29)$$

Sendo:

- $\sum M_{Rb}$ e $\sum M_{Rc}$ – Soma dos momentos de cálculo resistentes nos pilares e soma dos momentos de cálculo resistentes das vigas que concorrem no nó.

Porém o EC8 estabelece que o critério anterior não se aplica para as seguintes situações:

- No último piso de edifícios (art.º 5.5.2.3(6) do EC8);
- Em edifícios de 1 piso (art.º 4.4.2.3(4) do EC8);
- No piso inferior de edifícios de 2 pisos, no caso de o esforço axial normalizado (v_d) ser inferior a 0,3 (art.º 5.2.3.3(2)b do EC8);

Deste modo, à semelhança do que acontece com as vigas será mais simples de obter o valor máximo da força de corte no pilar:

$$V_{Ed} \cong 1,1 \times \left(\frac{M_{1u} + M_{2u}}{L} \right) \quad (7.32)$$

O processo de dimensionamento à flexão composta desviada pode ser simplificado, ou seja, a verificação da segurança pode ser efectuada considerando o cálculo apenas para a flexão composta simples, desde que a capacidade do momento resistente seja reduzido em 30 % (art.º 5.4.3.2.1(2) do EC8):

$$M_{Sd} \leq 0,7 \times M_{Rd} \quad (7.33)$$

Estabelecido o processo de cálculo anterior, efectua-se o cálculo do momento resistente do pilar em estudo, através das seguintes expressões:

$$x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (7.34)$$

$$M_{Rd} = \left[A_{s1} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \times \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \times f_{yd} + 0,8 \times x \times b \times f_{cd} \times \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) \quad (7.35)$$

Sendo:

- x – Altura comprimida da secção;
- N – Esforço axial na secção;
- A_{s1} – Armadura traccionada;
- A_{s2} – Armadura comprimida;
- d – Distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura traccionada;
- d_1 – Distância entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida.

Tabela 7.12 - Características base, posição da linha neutra e momento resistente do pilar P23 (piso 1)

Características Base	Pilar 23 (Piso 1)	
	Direcção X	Direcção Y
N_{ed} (kN)	115,680	115,680
A_{s1} (cm ²)	8,290	10,300
A_{s2} (cm ²)	8,290	10,300
b (m)	0,300	0,400
h (m)	0,400	0,300
d_1 (m)	0,050	0,050
d (m)	0,350	0,250
f_{yd} (MPa)	348,000	348,000
f_{cd} (MPa)	16,700	16,700
Posição da Linha Neutra x (m)	0,029	0,022
Momento Resistente M_{rd} (kN.m)	108,348	88,038

Após a determinação dos momentos resistentes anteriores, procedeu-se então ao cálculo do esforço transverso condicionante no pilar, através da expressão (7.32):

Tabela 7.13 - Esforço transverso de cálculo no pilar P23 (piso1)

Direcção X			
Pilar	l_{cl} (m)	M_{rdx} (kN.m)	$V_{edx,calc}$ (kN)
P23	2,750	108,348	78,799

Direcção Y			
Pilar	l_{cl} (m)	M_{rdy} (kN.m)	$V_{edy,calc}$ (kN)
P23	2,750	88,038	64,028

Conhecidos os valores anteriores, efectua-se o cálculo da armadura transversal necessária nas zonas críticas, tendo em atenção o respectivo espaçamento máximo e comprimento da zona crítica do pilar. O comprimento da zona crítica do pilar (l_{cr}) deve ser calculado pela expressão (7.23) (art.º 5.4.3.2.2(4) do EC8):

Tabela 7.14 - Comprimento da zona crítica no pilar P23 (piso 1)

Pilar	h_c (m)	l_{cl} (m)	0,45 (m)	l_{cr} (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Zona Crítica - Total de Extensão
P23	0,400	2,750	0,450	0,458	6,875	0,458	Parcial

Calculado o parâmetro l_{cr} , efectua-se o cálculo do espaçamento máximo das cintas na zona crítica, segundo as condições dos art.º 5.4.3.2.2(10)P e (11) do EC8:

Tabela 7.15 - Espaçamento máximo da armadura transversal na zona crítica do pilar

Pilar	b_o (m)	d_{bl} (mm)	175 mm	s (m)
P23	0,22	16	175	0,115

Seguidamente efectua-se a verificação de segurança ao esforço transverso:

Tabela 7.16 - Esforço transverso resistente máximo no pilar P23 (piso 1)

Pilar	Esforço Transverso Máximo na Direcção X – Compressão na Biela							
	α_{cw}	b_w (m)	h_w (m)	z (m)	v_1	f_{cd} (MPa)	θ ($^\circ$)	$V_{rd,max,x}$ (kN)
P23	1,000	0,400	0,300	0,225	0,552	16,700	45,000	414,828

Pilar	Esforço Transverso Máximo na Direcção Y – Compressão na Biela							
	α_{cw}	b_w (m)	h_w (m)	z (m)	v_1	f_{cd} (MPa)	θ ($^\circ$)	$V_{rd,max,y}$ (kN)
P23	1,000	0,300	0,400	0,315	0,552	16,700	45,000	435,569

Tabela 7.17 - Verificação de segurança ao esforço transverso no pilar P23 (piso 1)

Pilar	Esforço Transverso Máximo na Direcção X – Tracção na Armadura						V _{ed,x,calc} (kN)
	Armadura	A _s /s (cm ² /m)	z (m)	f _{ywd} (MPa)	θ (°)	V _{rds, x} (kN)	
P23	ø8 // 0,10	20,120	0,225	348,000	45,000	157,540	78,799

Pilar	Esforço Transverso Máximo na Direcção Y – Tracção na Armadura						V _{ed,y,calc} (kN)
	Armadura	A _s /s (cm ² /m)	z (m)	f _{ywd} (MPa)	θ (°)	V _{rds, y} (kN)	
P23	ø8 // 0,10	10,060	0,315	348,000	45,000	110,278	64,028

Tal como nas vigas seria também necessário efectuar o processo de cálculo anterior para todos os pilares da estrutura, mas como o programa de cálculo utilizado efectua o dimensionamento dos pilares tendo em conta as exigências de DCM do EC8, obtiveram-se directamente as armaduras longitudinais e transversais do modelo de cálculo.

Relativamente à armadura de cintagem para os diferentes pilares primários da estrutura, esta é calculada pelas expressões (7.25), (7.26), (7.27) e (7.28).

Para tal, foram analisados os vários pilares da estrutura com secção idêntica, verificando-se em todos os troços o esforço normal reduzido para a combinação sísmica mais desfavorável. Seguidamente, para a obtenção da taxa mecânica volumétrica de cintas necessária nas zonas críticas (ω_{wd}), foi utilizada entre os pilares com as mesmas dimensões, a disposição de armaduras que iria corresponder ao caso mais desfavorável, ou seja a menor armadura transversal. Sendo assim foi verificado o valor de cálculo da taxa mecânica ($\omega_{wd,calc}$).

Por fim comparou-se o valor de cálculo com o valor necessário de armadura e verificou-se que era superior ao necessário para a situação mais desfavorável, concluindo-se o mesmo para os restantes pilares da mesma dimensão e com armaduras superiores. Todos estes cálculos encontram-se no Anexo 10.

É necessário referir que o esforço normal reduzido para a situação sísmica mais desfavorável não deve ser superior a 0,65 em pilares sísmicos primários (art.º 5.4.3.2.1(3)P do EC8)²².

De modo a exemplificar o cálculo da armadura de confinamento em pilares, efectua-se de seguida os cálculos para o pilar P23 (piso 1).

Tabela 7.18 - Dados gerais do pilar 23 (piso 1)

Dados Gerais			Pilar 23 (piso 1)				
μ_ϕ	$\varepsilon_{sy,d}$	s (m)	b_c (m)	b_0 (m)	h_c (m)	h_0 (m)	v_d
5,630	0,00174	0,100	0,300	0,220	0,400	0,320	0,242

$$\alpha \times \omega \geq 30 \times 5,630 \times 0,242 \times 0,00174 \times \frac{0,300}{0,220} - 0,035 = 0,062$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{0,100}{2 \times 0,220}\right) \times \left(1 - \frac{0,100}{2 \times 0,320}\right) = 0,652$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{(6 \times 0,0967^2 + 2 \times 0,19^2)}{6 \times 0,220 \times 0,320} = 0,696$$

$$\alpha = 0,696 \times 0,652 = 0,454$$

$$\omega_{wd} > \frac{0,062}{0,454} = 0,137$$

$$\omega_{wd} = \frac{1,533 \times 0,51 \times 10^{-4} \times 348 \times 10^3}{16,7 \times 10^3 \times 0,220 \times 0,320 \times 0,1} = 0,235 > 0,137$$

Com os cálculos anteriores e com as armaduras retiradas do modelo, procedeu-se então à armação dos pilares, tendo em conta os comprimentos críticos, respectivos espaçamentos máximos das armaduras transversais (art.º 5.4.3.2.2(4) e art.º 5.4.3.2.2(11) do EC8) e as armaduras mínimas de confinamento nas zonas críticas. Todos estes valores podem ser consultados no Anexo 11.

7.1.4 Paredes

As paredes podem ser definidas como elementos estruturais verticais cuja relação em planta, entre o comprimento e a largura é superior a 4. No edifício em estudo as únicas

²² Esta verificação pode também ser consultada nas tabelas do Anexo 10.

paredes estruturais que integram a estrutura (à excepção das paredes dos muros de contenção) são as que constituem o núcleo do elevador.

7.1.4.1 Armadura Longitudinal

O processo de dimensionamento relativo às armaduras longitudinais (armaduras de flexão) tem por base o conceito de pilar fictício, que consiste num método usual adoptado para o dimensionamento de paredes.

Este conceito assenta principalmente na necessidade de concentrar as armaduras de flexão nas extremidades das paredes onde se concentram grande parte dos esforços. Estas zonas são denominadas de pilares fictícios, e as respectivas armaduras podem ser calculadas pela aplicação das seguintes expressões:

$$F_s = \frac{M}{z} \pm \frac{N}{2} \quad (7.36)$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} \quad (7.37)$$

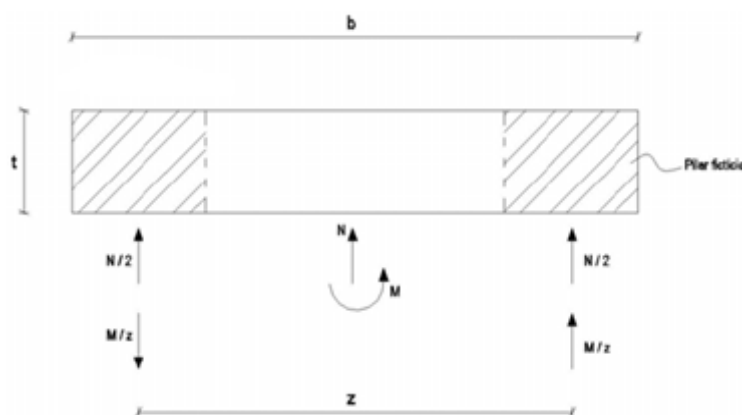


Figura 7.4- Método dos pilares fictícios em paredes

A armadura longitudinal das paredes (em toda a secção) deve situar-se entre limites máximos e mínimos definidos no art.º 9.6.2(1) do EC2, em que A_c representa a área da secção de betão da parede, ou seja:

$$A_{s,v,min} = 0,002 \times A_c \leq A_{s,v,Parede} \leq 0,04 \times A_c = A_{s,v,max} \quad (7.38)$$

Relativamente à distância máxima entre dois varões verticais adjacentes (d), o EC2 define no art.º 9.6.2(3) que esta deverá ser a menor dos seguintes valores, em que b_w representa a espessura da parede:

$$d \leq \min(3 \times b_w; 400 \text{ mm}) \quad (7.39)$$

Nos pilares fictícios deve-se adoptar um valor mínimo de armadura longitudinal definido no art.º 5.4.3.4.2(8) do EC8, ou seja, 0,5 % da área de betão, e o esforço axial normalizado (v_d) das paredes não deve exceder o valor máximo de 0,40 (art.º 5.4.3.4.1(2) do EC8).

7.1.4.2 Armadura Transversal

Segundo o art.º 9.6.3(1) do EC2, a armadura horizontal mínima que se deve considerar para as paredes é obtida pela seguinte expressão:

$$A_{s,h,min} = \max \left\{ \frac{A_{s,vertical}}{4}; 0,001 \times A_c \right\} \quad (7.40)$$

Em qualquer parte da parede onde a área total de armadura vertical nas duas faces é superior a 2 % da área da secção de betão (A_c), devem-se adoptar armaduras transversais, sob a forma de estribos ou de ganchos (art.º 9.6.4(1) do EC2). No caso da armadura principal colocada mais próxima das faces da parede, deve-se utilizar também uma armadura transversal constituída por pelo menos 4 estribos por m^2 da área da parede (art.º 9.6.4(2) do EC2).

7.1.4.3 Armadura de Confinamento

A armadura de confinamento nas paredes é definida de uma maneira semelhante à dos pilares. Esta armadura deve prolongar-se verticalmente ao longo de um comprimento crítico da parede (h_{cr}), e horizontalmente segundo um comprimento l_c (art.º 5.4.2.4.2(6) do EC8).

Segundo o art.º 5.4.3.4.2(1) do EC8, a altura crítica de uma parede (h_{cr}) é obtida pelas seguintes expressões:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w; \frac{h_w}{6} \right\} \quad (7.41)$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ \left\{ \begin{array}{l} h_s \text{ se } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2.h_s \text{ se } n \geq 7 \text{ pisos} \end{array} \right. \end{cases} \quad (7.42)$$

Sendo:

- l_w – Maior dimensão da parede em planta;
- h_w – Altura total da parede acima da fundação ou do nível do solo no caso de existirem caves;
- h_s – Altura livre entre os pisos;
- n – Número de pisos.

Para paredes que apresentem uma secção transversal rectangular, a respectiva taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento necessária (ω_{wd}), nos elementos de extremidade (pilares fictícios), deve ser verificada através da seguinte expressão²³ (art.º 5.4.3.4.2(4) do EC8):

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.43)$$

O factor de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) deve ser calculado através das expressões (7.4) e (7.5), sendo o valor básico do coeficiente de comportamento (q_0) substituído pelo produto deste pelo quociente entre M_{Ed} e M_{Rd} na base da parede para a situação de projecto sísmica (art.º 5.4.3.4.2(2) do EC8). Em termos conservativos foi adoptado para efeitos de cálculo, a igualdade entre os momentos actuantes e resistentes.

Nos pilares fictícios a taxa volumétrica da armadura de confinamento (ω_{wd}) deve ser no mínimo 0,08, enquanto o diâmetro das cintas deve ser superior a 6 mm e a distância entre varões longitudinais consecutivos cintados inferior a 200 mm.

O comprimento da zona crítica em que é necessário confinamento (l_c), deve ser calculado segundo a aplicação de um conjunto de expressões definidas no art.º 5.4.3.2(6) do EC8:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{h_c \times b_c \times f_{cd}} \quad (7.44)$$

²³ Os parâmetros desta expressão são idênticos aos parâmetros utilizados para o cálculo da armadura de confinamento nos pilares.

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{h_c \times b_c} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.45)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \times \alpha \times \omega_{wd} \quad (7.46)$$

$$x_u = (v_d + \omega_v) \left(\frac{l_w \times b_c}{b_0} \right) \quad (7.47)$$

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad (7.48)$$

Sendo:

- N_{Ed} – Esforço axial para a combinação sísmica mais desfavorável;
- h_c – Comprimento da alma da secção da parede;
- b_c – Largura da alma da parede ou do banzo;
- A_{sv} – Armadura vertical na alma;
- ω_v – Taxa mecânica da armadura vertical na alma;
- x_u – Extensão da zona comprimida no plano de flexão;
- ε_{cu2c} – Extensão última no betão confinado;
- ε_{cu2} – Extensão última no betão não confinado.

Por sua vez o comprimento l_c , deve ser superior ao seguinte valor (art.º 5.4.3.4.2(6) do EC8), em que l_w representa o comprimento da parede e b_w a largura do elemento de extremidade:

$$l_c \geq \max\{0,15l_w; 1,5b_w\} \quad (7.49)$$

Convém ainda referir, que o espaçamento máximo, s , das cintas nas zonas críticas, deve respeitar o limite estipulado na expressão (7.24).

7.1.4.4 Dimensionamento

Evidenciado o processo de dimensionamento para as paredes, efectua-se seguidamente o cálculo mais detalhado para as paredes que constituem o núcleo. No caso das paredes de contenção, estas são objecto de análise no capítulo correspondente.

The diagram shows a 2D grid divided into three regions. A horizontal line at the top separates a region labeled 'NC3' from the rest of the grid. A vertical line on the right side of the grid separates a region labeled 'NC1' from the rest. The bottom-most horizontal line separates a region labeled 'NC2' from the rest. The central area is bounded by the top line, the right line, and the bottom line.

Antes de se analisarem os esforços, é necessário definir a altura crítica²⁴ das paredes através das expressões (7.41) e (7.42):

		n ≤ 6 pisos	
l_w (m)	h_w (m)	h_s (m)	h_{cr} (m)
2,77	18	4,85	3,00

Tabela 7.20 - Características das paredes que constituem o núcleo

Parede	e_{parede} (m)	L pilar fictício (m)	Z (m)
NC1	0,30	0,50	1,70
NC2	0,30	0,55	2,22
NC3	0,30	0,55	2,22

²⁵ Foram apenas analisados os 3 primeiros troços do modelo de cálculo, uma vez que o último troço corresponde ao piso do passadiço metálico, e apresentava valores inferiores aos restantes.

Numa fase posterior procedeu-se à análise detalhada dos cálculos efectuados, verificando-se para cada troço e para cada elemento de parede a situação mais desfavorável, em termos de armadura de flexão necessária, tendo-se obtido os seguintes resultados:

Tabela 7.21 - Armadura de flexão necessária para os pilares fictícios

Elemento	A_{sv} Pilar fict. (cm ²)	Varões	Área (cm ²)	A_c pilar fict. (m ²)	ρ_v pilar fict. (%)
NC1	26,031	9 \varnothing 20	28,27	0,150	1,885
NC2	30,760	10 \varnothing 20	31,42	0,165	1,904
NC3	14,259	10 \varnothing 20	31,42	0,165	1,904

O diagrama de dimensionamento de momentos flectores em paredes é dado de forma esquemática no art.º 5.4.2.4(5) do EC8 para sistemas do tipo parede e sistemas estruturais mistos.

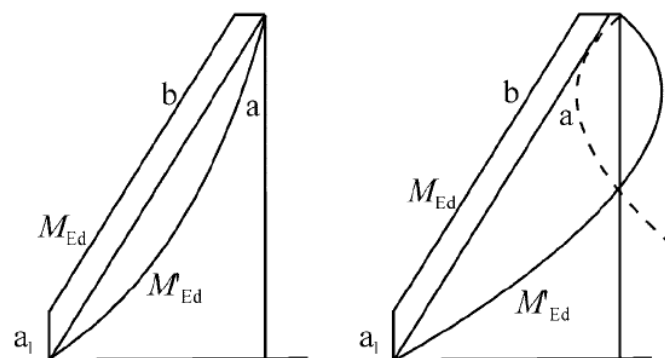


Figura 7.6- Envelope do diagrama de momentos flectores de dimensionamento. À esquerda: Sistema estrutura do tipo parede. À direita: Sistema estrutural do tipo misto

Sendo:

- a – Diagrama de momentos resultante da análise elástica;
- b – Envelope de esforços considerada no dimensionamento;
- a_1 – Translação que origina a envolvente de esforços.

Dado que o edifício em estudo é porticado, como foi definido anteriormente, pode-se concluir que o critério anterior foi verificado pois as paredes foram sempre dimensionadas nos vários troços para o momento mais desfavorável, não sendo a variação de N_{Ed} associada significativa.

Relativamente à armadura de distribuição a adoptar entre os “pilares fictícios” (zona da alma de cada troço de parede), optou-se por se considerar um valor um pouco superior ao mínimo regulamentar:

Tabela 7.22 - Armadura de alma da parede

Elemento	A_c Alma Parede (m^2)	A_{svmin} (cm^2)	A_{sv} Alma da Parede	
			Varões	Área (cm^2)
NC1	0,360	7,200	10 ϕ 10	7,850
NC2	0,501	10,020	16 ϕ 10	12,640
NC3	0,501	10,020	16 ϕ 10	12,640

Seguidamente verificou-se o valor da armadura longitudinal na secção, no âmbito dos valores máximos e mínimos de armadura longitudinal regulamentares:

Tabela 7.23 - Armadura longitudinal total das paredes

Verificação da Armadura Longitudinal				
Elemento	A_c (m^2)	$A_{sv,min}$ (cm^2)	$A_{sv,max}$ (cm^2)	$A_{sv,total}$ (cm^2)
NC1	0,660	13,200	264,000	64,39
NC2	0,831	16,620	332,400	75,48
NC3	0,831	16,620	332,400	75,48

Com a armadura longitudinal definida, procedeu-se ao cálculo da armadura transversal. De realçar que o dimensionamento das armaduras transversais foi efectuado para a direcção mais preponderante.

Analisando os esforços provenientes do modelo de cálculo concluiu-se que a direcção preponderante, ou seja, a direcção em que era necessária mais armadura transversal, correspondia à direcção da maior inércia da parede.

Segundo o art.º 5.4.2.4(8) do EC8 o diagrama de dimensionamento de esforço transverso deve ser obtido pela seguinte envolvente:

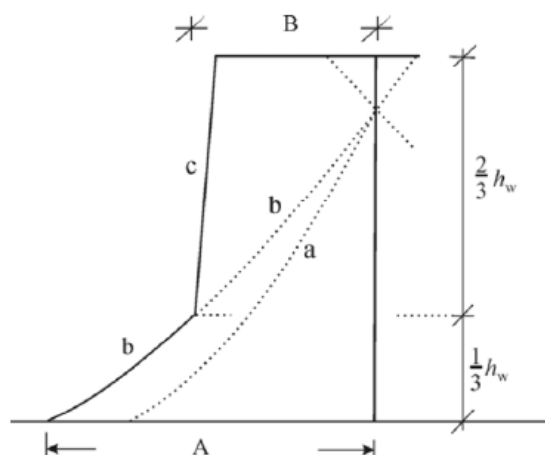


Figura 7.7- Diagrama de esforço transverso em paredes de estruturas mistas

Sendo:

- a – Diagrama dos esforços transversos obtidos da análise;
- b – Diagrama dos esforços transversos majorados;
- c – Envolvente de cálculo;
- $A - V_{\text{parede,base}}$;
- $B - V_{\text{parede,topo}} \geq V_{\text{parede,base}}/2$.

Tal como no cálculo dos momentos, conclui-se que o critério anterior foi verificado pois as paredes foram sempre dimensionadas nos vários troços para o esforço transversal máximo, majorado em 50 % (art.º 5.4.2.4(7)).

Sendo assim, foram retirados os esforços transversos condicionantes do modelo, para cada troço de cada parede constituinte do núcleo. Estes valores de dimensionamento são obtidos através da multiplicação dos valores obtidos no modelo por um factor de 1,5 (art.º 5.4.2.4(6) do EC8). Estes esforços podem ser verificados no Anexo 12.

Dos esforços anteriores foram retirados os mais condicionantes para cada parede, sendo depois efectuada a verificação da segurança ao esforço transversal através da expressão (7.12):

Tabela 7.24 - Esforço transversal resistente máximo

Esforço Transversal Máximo na direcção maior Inércia – Compressão na Biela								
Elemento	α_{cw}	b_w (m)	h_w (m)	z (m)	v_1	f_{cd} (MPa)	θ (°)	$V_{rd,max}$ (kN)
NC1	1,000	0,300	2,200	1,935	0,552	16,700	45,000	2675,641
NC2	1,000	0,300	2,770	2,448	0,552	16,700	45,000	3384,996
NC3	1,000	0,300	2,770	2,448	0,552	16,700	45,000	3384,996

Após a verificação anterior procedeu-se ao cálculo da armadura transversal pela expressão (7.11):

Tabela 7.25 - Verificação da segurança ao esforço transversal

Esforço Transversal Máximo na Direcção de maior Inércia – Tracção na Armadura						V_{ed} (kN)
Elemento	A_{sw} (cm²/m)	z (m)	f_{ywd} (MPa)	θ (°)	V_{rds} (kN)	
NC1	8,04	1,935	348,000	45,000	541,398	475,703
NC2	10,06	2,448	348,000	45,000	857,0154	529,802
NC3	10,06	2,448	348,000	45,000	857,0154	646,292

Tabela 7.26 - Armadura transversal

Armadura Transversal			
Elemento	$A_{sw,adopt}$		
	Varões	(cm ² /m)	$A_{sw,min}$ (cm ² /m)
NC1	ø 8 // 0,125	8,04	6,600
NC2	ø 8 // 0,10	10,06	8,310
NC3	ø 8 // 0,10	10,06	8,310

Note-se que, apesar de os valores obtidos para as armaduras transversais e longitudinais necessários para as paredes NC2 e NC3 serem diferentes, optou-se por considerar valores idênticos para as duas paredes de modo a facilitar o processo construtivo, e garantir a simetria do núcleo.

Com a armadura longitudinal e transversal determinada procedeu-se ao cálculo da armadura de confinamento. O cálculo desta armadura inicia-se pela definição da taxa mecânica de armadura vertical na alma (ω_v), utilizando a expressão (7.45):

Tabela 7.27 - Taxa de mecânica de armadura vertical na alma

Elemento	ω_v					
	A_{sv} (cm ²)	A_c (m ²)	ρ (%)	f_{syd} (MPa)	f_{cd} (MPa)	ω_v
NC1	7,850	0,36	0,218	348,000	16,700	0,045
NC2	14,220	0,501	0,284	348,000	16,700	0,053
NC3	14,220	0,501	0,284	348,000	16,700	0,053

Seguidamente apresenta-se o resumo do cálculo do espaçamento mínimo das armaduras transversais nas zonas críticas, através da expressão (7.24):

Tabela 7.28 - Espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas

Elemento	Espaçamento mínimo Cintas				
	b_0	175 mm	d_{bl} (mm)	s (m)	s_{adopt} (m)
NC1	0,220	175	20	0,110	0,100
NC2	0,220	175	20	0,110	0,100
NC3	0,220	175	20	0,110	0,100

Sendo assim, e uma vez que o processo definido pelo EC8 para a armadura de confinamento assenta numa verificação e não num dimensionamento, consideraram-se os seguintes valores para a armadura de confinamento existente na altura crítica para cada elemento de extremidade:

Tabela 7.29 - Armadura de confinamento

Elemento	$A_{sw,confinamento}$
NC1	ø 8 // 0,10
NC2	ø 8 // 0,10
NC3	ø 8 // 0,10

Com base na armadura de cintagem anterior, procedeu-se então à verificação das taxas de armadura, efectuando a comparação entre a taxa de armadura necessária e a taxa de armadura adoptada (ω_{wd}). Para tal foram utilizadas as expressões (7.44), (7.45), (7.46), (7.47) e (7.48):

Tabela 7.30 - Valores utilizados para o cálculo da armadura de cintagem no núcleo

Elemento	b_c (m)	b_0 (m)	l_w (m)	h_0 (m)	vd		$\mu\phi$	$\epsilon_{sy,d}$	s (m)	$\alpha\omega_{wd}$
					N_{ed} (kN)	vd				
NC1	0,300	0,220	2,200	0,420	1474,613	0,134	5,630	0,00174	0,100	0,037
NC2	0,300	0,220	2,770	0,470	1567,094	0,113	5,630	0,00174	0,100	0,031
NC3	0,300	0,220	2,770	0,470	3490,559	0,252	5,630	0,00174	0,100	0,087

Tabela 7.31 - Verificação da armadura de cintagem necessária no núcleo

								Diâmetros dos Varões Utilizados no Cálculo (mm)	
Elemento	α_s	α_n	α	ω_{wd}	f_{cd} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ω_{wd} cálculo	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
NC1	0,681	0,547	0,372	0,099	16,700	348,000	0,159	8	8
NC2	0,691	0,676	0,460	0,068	16,700	348,000	0,195	8	8
NC3	0,691	0,676	0,460	0,189	16,700	348,000	0,195	8	8

Pela análise das tabelas anteriores pode-se concluir que a armadura de cintagem é suficiente de acordo com os pressupostos do EC8, uma vez que a taxa de armadura é superior à necessária e também superior a 0,08²⁶.

Deve-se também realçar que os valores de esforços normalizados registados nas paredes que constituem o núcleo são todos inferiores ao máximo estabelecido no EC8, ou seja, 0,40.

Por fim, verifica-se se os valores adoptados para o desenvolvimento de cada pilar fictício estão de acordo com os critérios estabelecidos no EC8. Sendo assim foram calculados os desenvolvimentos l_c a atribuir para as zonas dos pilares fictícios, tendo em conta o valor mínimo definido pela expressão (7.49). Na tabela seguinte resume-se os cálculos efectuados:

Tabela 7.32 - Comprimentos dos pilares fictícios

Elemento	l_c						
	e_{cu2}	$e_{cu2,c}$	l_w (m)	x_u	l_c (m)	l_{cmin} (m)	$l_{c adopt}$ (m)
NC1	0,0035	0,007	2,200	0,538	0,276	0,450	0,500
NC2	0,0035	0,007	2,770	0,625	0,295	0,450	0,550
NC3	0,0035	0,012	2,770	1,149	0,819	0,450	0,550

²⁶ Valor mínimo de armadura de cintagem para estruturas classe DCM.

Analisando a tabela anterior verifica-se que os valores adoptados para as paredes NC1 e NC2 são superiores aos valores mínimos estipulados. No caso da parede NC3 o valor de l_c calculado representa um comprimento de confinamento de 0,8 m, que consiste num valor aceitável. Mas pelos cálculos efectuados anteriormente para a armadura de cintagem, verificou-se que adoptando um valor de 0,55 m para o confinamento das extremidades das paredes NC2 e NC3 tal é suficiente, pelo que se considerou este valor.

7.1.5 Vigas com Pré-Esforço

A estrutura em estudo é caracterizada pela presença de vigas de grandes vãos, que sustentam as lajes referentes ao campo de jogos exterior e à zona de balneários do piso 1. A adopção destas vigas torna-se necessária devido à arquitectura do edifício, ou seja, devido à necessidade de sustentar o tecto do campo de jogos interior do edifício sem a existência de pilares intermédios.

Uma vez que estas vigas iriam apresentar deformadas elevadas, foi necessário considerar a utilização de pré-esforço, o que permitiu não só a redução considerável das deformações e fendilhação, como também da própria secção a adoptar para essas vigas.

No projecto em estudo considerou-se a utilização de um sistema de pré-esforço aderente através de um sistema de cabos compostos por cordões “*standard*” de 0.6 polegadas (15,2 mm de diâmetro) protegidos por bainhas metálicas.

7.1.5.1 Dimensionamento

Dado que todos os elementos estruturais da estrutura foram considerados como elementos sísmicos primários, o processo de dimensionamento das vigas pré-esforçadas deveria ser executado de acordo com os critérios indicados no EC8.

Analisando os resultados obtidos para o modelo de cálculo verificou-se que estas vigas pré-esforçadas eram condicionadas pela combinação última de acções sem a intervenção do sismo, o que era de esperar dada a ordem de grandeza dos seus vãos. Devido a este facto, estas vigas foram apenas dimensionadas e armadas segundo os critérios do EC2, não se considerando assim os comprimentos críticos e a respectiva armadura, indicados pelo EC8.

O dimensionamento do pré-esforço foi efectuado segundo um conjunto de etapas, desde a escolha do traçado dos cabos de pré-esforço, até à definição final do pré-esforço necessário a aplicar na estrutura.

O traçado dos cabos de pré-esforço consiste num dos aspectos mais importantes no dimensionamento de uma estrutura pré-esforçada. Na definição destes traçados foram considerados os seguintes princípios:

- Adopção de traçado simples, com troços rectos ou parabólicos;
- Aproveitamento da excentricidade máxima nas zonas de maiores momentos;
- Cruzar o traçado do cabo (ou resultante dos cabos) com o centro de gravidade da secção numa secção próxima da de momentos nulos das cargas permanentes;
- Respeitar as restrições de ordem prática da construção e os limites relativos às dimensões das ancoragens e resistência do betão, necessários para resistir às forças de ancoragem.

Seguindo os critérios anteriores, foi estabelecido o seguinte traçado de pré-esforço a aplicar em todas as vigas pré-esforçadas da estrutura, tendo em conta os diagramas de momentos obtidos no modelo de cálculo para a combinação quase-permanente de acções.

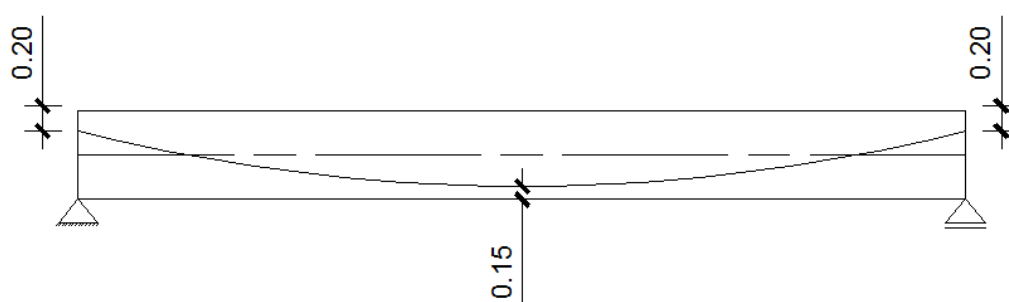


Figura 7.8 - Traçado dos cabos de pré-esforço nas vigas, e respectivos valores de excentricidade

Com a escolha do traçado dos cabos, determinou-se o conjunto de cargas equivalentes ao pré-esforço que se fez actuar sobre o modelo de cálculo, seguindo-se uma série de etapas que são descritas de seguida. Todos os cálculos referentes a este conjunto de processos são apresentados no Anexo 13.

Inicialmente foram efectuados os cálculos geométricos para as vigas pré-esforçadas com a secção em “T”, de acordo com o art.º 5.3.2.1 do EC2, ou seja, considerando as seguintes expressões, onde o valor de l_0 representa a distância entre pontos de momento nulo:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (7.50)$$

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (7.51)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (7.52)$$

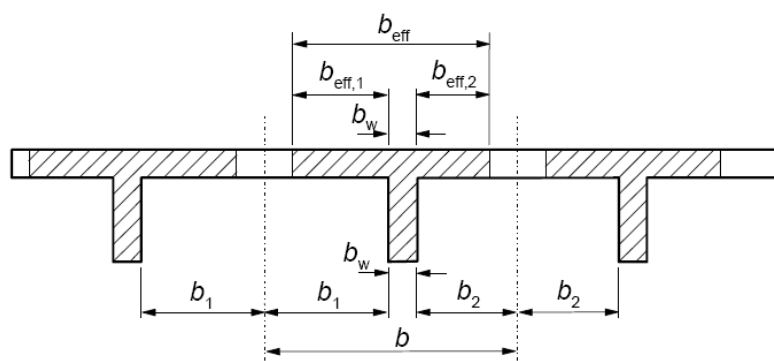


Figura 7.9 - Esquema para o cálculo da largura dos banzos efectivos nas vigas em "T"

Definidas as vigas pré-esforçadas, efectuaram-se os cálculos das cargas equivalentes resultantes de um valor de pré-esforço (P) inicial de 1000 kN, através das seguintes expressões:

$$N = P \quad (7.53)$$

$$V = P \times \frac{2 \times f}{L} \quad (7.54)$$

$$M = P \times e \quad (7.55)$$

$$q_{eq} = \frac{2 \times f \times P}{L^2} \quad (7.56)$$

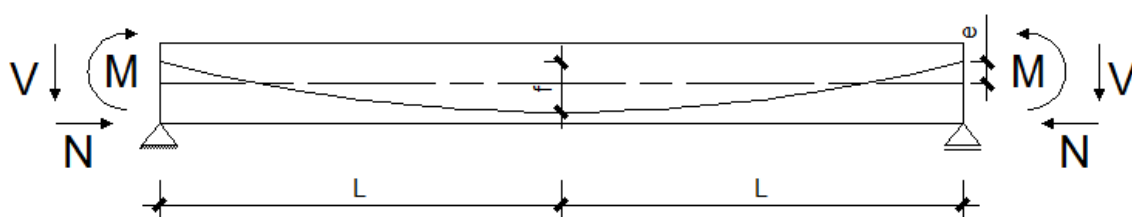


Figura 7.10 - Cargas equivalentes nos apoios, devido ao pré-esforço

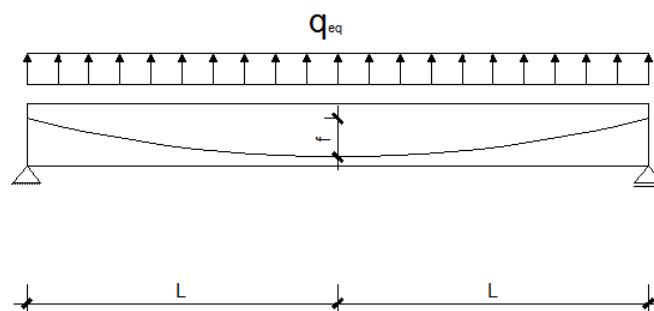


Figura 7.11 - Carga distribuída equivalente, devido ao pré-esforço

As cargas equivalentes obtidas foram então aplicadas no modelo de cálculo conforme estabelecido nas figuras 7.10 e 7.11.

A partir da análise dos resultados obtidos para as vigas pré-esforçadas sujeitas aos diferentes tipos de acções, foi verificada a segurança à descompressão a meio-vão das vigas para a combinação quase-permanente de acções. Obteve-se então o valor de incremento (α) necessário de pré-esforço a tempo infinito (P_∞) a meio vão, por intermédio da seguinte expressão:

$$\frac{M_{qp} \times v_i}{I} - \alpha \frac{P}{A} - \alpha \frac{M_{pe} \times v_i}{I} = 0 \quad (7.57)$$

A partir da expressão anterior efectuou-se novamente a verificação à descompressão a meio-vão para o valor de Pré-esforço adoptado.

Por fim com auxílio das expressões (7.53), (7.54), (7.55), e (7.56), e utilizando o valor de pré-esforço adoptado, foram calculadas as acções equivalentes, sendo estas depois aplicadas no modelo em termos finais, de modo a simularem a acção dos cabos de pré-esforço.

Com o valor final de pré-esforço a tempo infinito (P_∞) a meio vão definido, procedeu-se à determinação do pré-esforço na ancoragem activa (P_0) e de tensionamento (P_0). Para o cálculo da força de tensionamento (P_0) deve ter-se em conta as perdas de pré-esforço. Estas perdas dividem-se em dois grupos: perdas instantâneas e perdas diferidas.

As perdas instantâneas são as que ocorrem durante a aplicação do pré-esforço e são de 3 tipos:

- Perdas por atrito e curvatura (contabilizadas no cálculo de P_0);
- Perdas por deformação instantânea do betão;
- Perdas por reentrada dos cones de ancoragem.

As perdas diferidas dependem das propriedades dos materiais, e também são de 3 tipos:

- Perdas por retracção do betão;
- Perdas por fluência do betão;
- Perdas por relaxação dos aços.

Para o cálculo da força de tensionamento (P_0) a aplicar na estrutura foi adoptado um conjunto de perdas totais de 20 %, que corresponde às situações correntes²⁷. Sendo assim, foram calculados os valores de pré-esforço a aplicar na secção de ancoragem:

Tabela 7.33 - Pré-esforço após as perdas instantâneas e diferidas

Viga	Pré-Esforço a $\frac{1}{2}$ vão (P_∞) (kN)	Perdas Instantâneas (%)	Perdas Diferidas (%)	Força de tensionamento (P_0) (kN)
VP1	5119	8	12	6221,40
VP2	4990	8	12	6163,05
VP3	3696	8	12	4565,07
VP4	3492	8	12	4314,00
VP5	3705	8	12	4576,60
VP6	3586	8	12	4428,97

Uma vez que as perdas de atrito e curvatura são influenciadas pelo traçado dos cabos adoptado (figura 7.8), efectuaram-se os cálculos para esta perda e chegou-se à conclusão que correspondiam 6% do pré-esforço na ancoragem, o que está dentro de valores aceitáveis. Estes cálculos encontram-se detalhados no Anexo 14.

A tensão máxima de esticamento deve ser obtida pelo menor dos seguintes valores²⁸ (art.º 5.10.2.1 do EC2):

$$\sigma_{p,max} = \min \left\{ \frac{0.8 \times f_{puk} = 0.8 \times 1860 = 1488}{0.90 \times f_{p0,1k} = 0.90 \times 1670 = 1503} \right\} = 1488 \text{ MPa} \quad (7.58)$$

Sendo assim, definiram-se os valores referentes às áreas de armaduras de pré-esforço e ao número de cordões necessários:

Tabela 7.34 - Número de cordões necessários

Viga	Área de Pré-Esforço Necessária (cm ²)	Nº de Cordões Necessário	Nº de Cabos Adoptados	Nº de Cordões Por cabo	Nº de Cordões Necessário	Área dos Cordões
VP1	41,810	29,865	2	14,93	15	42,00
VP2	41,418	29,585	2	14,79	15	42,00
VP3	30,679	21,914	2	10,96	11	30,80
VP4	28,989	20,707	2	10,35	11	30,80
VP5	30,757	21,969	2	10,99	11	30,80
VP6	29,765	21,260	2	10,63	11	30,80

²⁷ Em situações correntes as perdas de pré-esforço instantâneas representam 8 % a 15 % do pré-esforço inicial, enquanto as perdas de pré-esforço diferidas representam 12 % a 15 % do pré-esforço inicial.

²⁸ Note-se que o EC2 admite, no caso de não haver informação específica, adoptar o valor de $f_{p0,1k} = 0,90 \times f_{puk} \approx 1670$ MPa.

Por fim, recorrendo ao catálogo da “VSL” obteve-se o número de cabos finais e respectiva força de tensionamento (P_0), considerando a área de pré-esforço adoptada:

Tabela 7.35 - Força de tensionamento e diâmetro das bainhas adoptado

Viga	Número de Cabos	Nº de Cordões, por cabo Segundo o catálogo da VSL	Força de Tensionamento (P_0) (kN)	Diâmetro das Bainhas (mm)
VP1	2	15	6250	90
VP2	2	15	6250	90
VP3	2	12	4583	80
VP4	2	12	4583	80
VP5	2	12	4583	80
VP6	2	12	4583	80

7.1.5.2 Estado Limite Último de Flexão

Com a armadura de pré-esforço definida, procedeu-se ao cálculo da armadura longitudinal mínima, de modo a verificar o Estado Limite Último de Flexão a meio vão nas vigas.

Segundo a expressão (7.1) foi possível obter a armadura ordinária longitudinal mínima nas vigas pré-esforçadas (caso estas não possuíssem pré-esforço):

Tabela 7.36 - Armadura mínima das vigas pré-esforçadas e armadura adoptada

Viga	Armadura Mínima					Armadura Adoptada	
	f_{ctm} (MPa)	f_{yk} (MPa)	b_t (m)	d (m)	$A_{s,min}$ (cm ²)	Varões	$A_{s,Adop}$ (cm ²)
VP1	2,900	400,00	0,50	1,80	16,965	6 Ø 20	18,85
VP2	2,900	400,00	0,50	1,80	16,965	6 Ø 20	18,85
VP3	2,900	400,00	0,50	1,65	15,551	6 Ø 20	18,85
VP4	2,900	400,00	0,50	1,65	15,551	6 Ø 20	18,85
VP5	2,900	400,00	0,50	1,65	15,551	6 Ø 20	18,85
VP6	2,900	400,00	0,50	1,65	15,551	6 Ø 20	18,85

Para a verificação do E.L.U. de Flexão recorreu-se ao método simplificado do diagrama rectangular para o cálculo do Momento Resistente de Cálculo (M_{Rd}), considerando-se as vigas pré-esforçadas como vigas rectangulares. Os cálculos relativos à verificação em relação ao E.L.U. de flexão podem ser verificados no Anexo 15.

7.1.5.3 Estado Limite Último de Esforço Transverso

Tal como nas vigas em betão armado, a resistência da armadura transversal é calculada tendo em conta o menor esforço resistente das expressões (7.11) e (7.12), mas no caso das

vigas pré-esforçadas é necessário determinar o coeficiente (α_{cw}) com base nas condições expressas no subcapítulo “7.1.2.2 – Armadura transversal” do presente documento.

As tabelas resumo da armadura transversal nas vigas pré-esforçadas podem ser verificadas no Anexo 16.

Tabela 7.37 - Armadura transversal adoptada nas vigas pré-esforçadas

Viga	Armadura Transversal Adoptada					
	A_s/s (Aço)			A_s/m (Adoptado) (cm ² /m)		
	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
VP1	ø 8 // 0.15,4 r	ø 8 // 0.25,4 r	ø 8 // 0.15,4 r	13,400	8,040	13,400
VP2	ø 8 // 0.15,4 r	ø 8 // 0.25,4 r	ø 8 // 0.15,4 r	13,400	8,040	13,400
VP3	ø 8 // 0.15,4 r	ø 8 // 0.25,4 r	ø 8 // 0.15,4 r	13,400	8,040	13,400
VP4	ø 8 // 0.15,4 r	ø 8 // 0.25,4 r	ø 8 // 0.15,4 r	13,400	8,040	13,400
VP5	ø 8 // 0.15,4 r	ø 8 // 0.25,4 r	ø 8 // 0.15,4 r	13,400	8,040	13,400
VP6	ø 8 // 0.15,4 r	ø 8 // 0.25,4 r	ø 8 // 0.15,4 r	13,400	8,040	13,400

7.1.5.4 Verificações nas Vigas Pré-Esforçadas

Com as armaduras das vigas pré-esforçadas definidas, efectuaram-se as verificações necessárias ao pré-esforço. Deve-se realçar que estas verificações foram todas realizadas considerando a viga em “T”.

Como se referiu em “7.1.5.1- Dimensionamento” do presente documento, o valor do pré-esforço foi calculado a partir da verificação do Estado Limite de Descompressão na secção de meio vão das vigas, quando sujeitas à combinação quase-permanente de acções.

Para além disso, o art.º 7.3.1 do EC2 indica que se deve controlar a fendilhação de modo que não prejudique o funcionamento correcto e a durabilidade da estrutura. As vigas pré-esforçadas foram avaliadas em termos de abertura de fendas na secção de meio-vão (secção mais desfavorável). Para tal foram retirados os esforços do modelo de cálculo para a combinação frequente de acções, e calculada a respectiva tensão de tracção na fibra inferior das secções críticas.

Tabela 7.38 - Tensão na fibra inferior a meio-vão das vigas pré-esforçadas

Viga	M_{freq} (kN.m)	P_{∞} (kN)	Inércia (m^4)	Área (m^2)	v_i (m)	$\sigma_{Inf.}$ (MPa)	f_{ctm} (MPa)
VP1	1309	5119	0,562	1,745	1,313	0,121	2,900
VP2	1321	4990	0,562	1,745	1,313	0,225	2,900
VP3	805	3696	0,442	1,670	1,218	0,005	2,900
VP4	813	3492	0,442	1,670	1,218	0,149	2,900
VP5	913	3705	0,442	1,670	1,218	0,297	2,900
VP6	829	3586	0,442	1,670	1,218	0,136	2,900

Pela análise da tabela anterior pode-se concluir que a tensão na fibra inferior de todas as vigas pré-esforçadas é inferior à tensão média de rotura do betão à tracção, logo não ocorre fendilhação.

Além da abertura de fendas, verifica-se a meio-vão das vigas pré-esforçadas (fibra superior), a tensão máxima de compressão no betão para a combinação rara de acções. Esta condição é verificada pela análise da seguinte tabela:

Tabela 7.39 - Tensão de compressão da fibra superior das vigas pré-esforçadas (meio-vão)

Viga	M_{rara} (kN.m)	P_{∞} (kN)	Inércia (m^4)	Área (m^2)	v_s (m)	σ_c (MPa)	f_{cd} (MPa)
VP1	1573	5119	0,562	1,745	0,537	-1,431	20,000
VP2	1607	4990	0,562	1,745	0,537	-1,324	20,000
VP3	1055	3696	0,442	1,670	0,482	-1,064	20,000
VP4	1084	3492	0,442	1,670	0,482	-0,911	20,000
VP5	1212	3705	0,442	1,670	0,482	-0,899	20,000
VP6	1084	3586	0,442	1,670	0,482	-0,966	20,000

Segundo o art.º 5.10.2.1 do EC2, deve-se limitar a tensão de esticamento ao valor máximo estabelecido pela expressão (7.58). Pela tabela seguinte pode-se verificar esta condição:

Tabela 7.40 - Verificação da tensão de esticamento máxima

Viga	Nº de Cabos	Nº de Cordões	Área dos Cordões (cm^2)	Força de Tensionamento (P_0) (kN)	σ_p de esticamento (MPa)	$\sigma_{p,max}$ (MPa)	
						$0,8Xf_{pk}$	$0,9Xf_{p0,1k}$
VP1	2	15	1,4	6250	1488	1488	1503
VP2	2	15	1,4	6250	1488	1488	1503
VP3	2	11	1,4	4583	1488	1488	1503
VP4	2	11	1,4	4583	1488	1488	1503
VP5	2	11	1,4	4583	1488	1488	1503
VP6	2	11	1,4	4583	1488	1488	1503

Verificada a condição anterior é necessário garantir ainda que a tensão nos cabos após as perdas instantâneas, σ_{p0} , não excede os seguintes valores (art.º 5.10.3(2) do EC2):

$$\sigma_{p0} \leq \begin{cases} 0.75f_{pk} \\ 0.85f_{p0.1k} \end{cases} \quad (7.59)$$

A seguinte tabela evidencia a verificação da condição anterior:

Tabela 7.41 - Tensão nos cabos de pré-esforço após perdas instantâneas

Viga	Nº de Cabos	Nº de Cordões	Área dos Cordões (cm ²)	Pré-Esforço Inicial (P_0) (kN)	σ_{p0} (MPa)	$\sigma_{pmáx}$ (MPa)	
						$0,75Xf_{pk}$	$0,85Xf_{p0,1k}$
VP1	2	15	1,4	5817,006	1385,001	1395,000	1419,500
VP2	2	15	1,4	5670,005	1350,001	1395,000	1419,500
VP3	2	11	1,4	4199,862	1363,592	1395,000	1419,500
VP4	2	11	1,4	3968,504	1288,475	1395,000	1419,500
VP5	2	11	1,4	4210,473	1367,037	1395,000	1419,500
VP6	2	11	1,4	4074,647	1322,937	1395,000	1419,500

Por fim verifica-se na tabela seguinte a tensão de compressão no betão no momento da aplicação do pré-esforço, que não deve exceder o seguinte valor (art.º 5.10.2.2(5) do EC2):

$$\sigma_c \leq 0.60f_{ck} \quad (7.60)$$

Tabela 7.42 - Tensão de compressão no betão no momento de aplicação do pré-esforço

Viga	Força de Tensionamento (kN) (P_0)	Área (m ²)	σ_c (MPa)	$\sigma_{pmáx}$ (MPa)
				$0,60Xf_{ck}$
VP1	6250	1,745	3,581	18,000
VP2	6250	1,745	3,581	18,000
VP3	4583	1,670	2,744	18,000
VP4	4583	1,670	2,744	18,000
VP5	4583	1,670	2,744	18,000
VP6	4583	1,670	2,744	18,000

7.1.5.5 Lajes e Escadas

A estrutura em estudo é constituída unicamente por lajes vigadas maciças, com espessura constante.

A quantidade mínima de armadura a considerar numa laje nas direções principais de flexão deve ser obtida através da expressão (7.1), com b_t igual a 1,0 m. Sendo assim podem-se resumir as armaduras mínimas a utilizar nas respectivas lajes (art.º 9.3.1.1(1) do EC2):

Tabela 7.43 - Armadura mínima nas lajes

f_{ctm} (MPa)	f_{yk} (MPa)	E_{laje} (m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)
2,6	400	0,15	2,03
2,6	400	0,20	2,87
2,9	400	0,20	3,20

Por outro lado a quantidade máxima de armadura que se deve adoptar, fora das secções de emenda, é dada por:

$$A_{s,máx} = 0,04A_c \quad (7.61)$$

Sendo A_c a área da secção de betão.

Relativamente ao espaçamento máximo entre as armaduras, o EC2 impõe valores limite com o objectivo de controlar a fendilhação e garantir a resistência local mínima. Segundo o art.º 9.3.1.1(3) do EC2 o espaçamento²⁹ entre varões não deve ser superior a $s_{max,slabs}$, ou seja:

- Para armaduras principais:

$$s_{max,slabs} \leq 3h \leq 400 \text{ mm} \quad (7.62)$$

- Para armaduras de distribuição:

$$s_{max,slabs} \leq 3,5h \leq 450 \text{ mm} \quad (7.63)$$

No caso de zonas com cargas concentradas ou nas zonas de momento máximo, as disposições anteriores passam a ser, respectivamente:

- Para armaduras principais:

$$s_{max,slabs} \leq 2h \leq 250 \text{ mm} \quad (7.64)$$

- Para armaduras de distribuição:

$$s_{max,slabs} \leq 3h \leq 400 \text{ mm} \quad (7.65)$$

²⁹ Deve-se referir que não é aconselhável a adopção de espaçamentos superiores a 25 cm.

Para lajes armadas numa só direcção devem utilizar-se armaduras transversais de distribuição correspondentes a pelo menos 20 % da armadura principal (art.º 9.3.1.1(2) do EC2).

Segundo o art.º 6.2.1(4) do EC2 existem casos em que a armadura de esforço transversal³⁰ pode ser omitida em determinados elementos como por exemplo as lajes maciças.

Para os elementos que não necessitem de armadura de esforço transversal, o esforço transversal resistente deve ser obtido pela seguinte expressão (art.º 6.2.2 do EC2):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}]b_w d \geq [v_{min} + k_1 \sigma_{cp}]b_w d \quad (7.66)$$

Sendo:

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$;
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, com d em mm;
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$;
- $k_1 = 0,15$;
- A_{sl} – Representa a área de armadura de tracção, prolongando-se não menos do que $d + L_{b,net}$ para além da secção considerada;
- b_w – Menor largura da secção transversal na área traccionada;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \geq 0,2f_{cd}$ em MPa;
- N_{Ed} – Esforço normal na secção devido às acções aplicadas ou ao pré-esforço ($N_{Ed} > 0$);
- A_c – Área da secção transversal de betão;
- $v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$.

Com a utilização expressão anterior foi efectuada a verificação do esforço transversal condicionante, que corresponde às lajes da área de jogos exterior da zona de balneários (planta do piso 1).

Para estas lajes de 0,20 m e com a utilização do betão C30/37 obtiveram-se os seguintes valores:

³⁰ A armadura de esforço transversal só deve ser aplicada em lajes com espessuras iguais ou superiores a 20 cm (art.º 9.3.2(1) do EC2).

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2,08 > 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

Utilizando uma malha de geral de $\phi 10/0,20$ (situação mais desfavorável) sobre os alinhamentos das vigas, obtém-se a seguinte taxa de armadura:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{3,93}{1,0 \times 0,170} \times 10^{-4} = 0,0023$$

Sendo assim, o esforço transversal resistente é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \times b_w d \geq 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d \quad (7.67)$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 2,0 \times (100 \times 0,0023 \times 30)^{1/3} \times 1,0 \times 170 \geq 0,035 \times 2,0^{3/2} \times 30^{1/2} \times 1,0 \times 170$$

$$V_{Rd,c} = 91,63 \text{ kN/m}$$

Verificando o modelo de cálculo pode-se concluir que o esforço transversal actuante junto aos alinhamentos das vigas é no máximo 45 kN/m, logo considera-se verificada a segurança em relação ao esforço transversal.

Segundo as condições anteriores foram obtidas as armaduras necessárias para as lajes com a utilização do programa de cálculo, procedendo-se de seguida à respectiva representação, tendo em conta os pressupostos existentes no EC2. Os gráficos relativos às áreas de armaduras necessárias para as lajes podem ser consultados no Anexo 17.

No que diz respeito às escadas estas foram dimensionadas de um modo semelhante às lajes, tendo sido os valores das armaduras retirados directamente dos gráficos resultantes do modelo de cálculo³¹. Estes gráficos podem ser também consultados no Anexo 17.

7.1.6 Fundações

O cálculo das fundações deve ser efectuado de acordo com um conjunto de critérios existentes no EC2 e no EC8.

³¹ Deve-se referir que no caso das escadas foi considerada na sua largura uma média dos valores de armadura, obtidos pelo programa de cálculo automático.

Devem-se utilizar varões de diâmetro igual ou superior a 8 mm, tanto nas sapatas de pilares como nas de paredes (art.º 9.8.2.1(1) do EC2).

O EC8 define que os esforços nos elementos da fundação devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, utilizando-se a seguinte expressão para a obtenção dos esforços na base dos elementos (art.º 4.4.2.6(4) do EC8):

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (7.68)$$

Sendo:

- γ_{Rd} – Coeficiente de sobrerresistência, considerado igual a 1,0 para $q \leq 3$ ou igual a 1,2 nos restantes casos;
- $E_{F,G}$ – Efeito da acção devido às acções não sísmicas incluídas na combinação de acções para a situação sísmica de cálculo;
- $E_{F,E}$ – Efeito da acção resultante da análise para a acção sísmica de cálculo;
- Ω - Coeficiente que relaciona o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i , com o esforço de cálculo actuante na zona ou no elemento i , para a situação de projecto sísmica.

Para a estrutura em estudo foi aplicada a combinação de acções anterior considerando os coeficientes γ_{Rd} e Ω iguais a 1,0, tal como é indicado no EC8, e obtiveram-se valores semelhantes à combinação rara. De modo a simplificar os cálculos e respectivas análises, consideraram-se os esforços provenientes da combinação rara para o dimensionamento das sapatas dos pilares e das paredes.

Deve-se realçar que estas sapatas foram calculadas apenas para a reacção vertical (apoios fixos), uma vez que os momentos existentes na base dos pilares são absorvidos pelas vigas de fundação.

Inicialmente efectuou-se o pré-dimensionamento das sapatas³² utilizando a expressão (5.6), com o valor de N majorado em 10% ($N_{corrigido}$), obtendo-se assim uma área mínima, tendo em atenção o valor $\sigma_{adm} = 0,2 \text{ MPa}$. Seguidamente obtiveram-se as dimensões das sapatas dos pilares, considerando-as como aproximadamente homotéticas das secções daqueles.

Relativamente à altura das sapatas, esta deve ser suficiente de modo a garantir um funcionamento rígido em meio elástico (solo), eliminando os problemas relacionados com

³² Deve-se referir que se adoptou um valor mínimo de 0,8 m para o comprimento, largura e altura das sapatas. No caso da armadura mínima optou-se por se considerar $\phi 10 // 0,15$

o punçoamento. Logo, a altura mínima a considerar para as sapatas deve ser obtida a partir do seguinte condição:

$$H \geq \frac{b'}{2} \quad (7.69)$$

Sendo:

- b' - Maior distância entre a face do elemento vertical e a face da sapata.

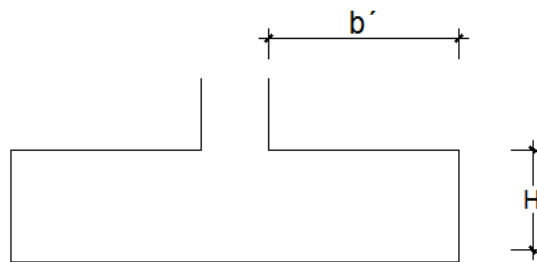


Figura 7.12 – Exemplificação das dimensões de uma sapata para funcionamento rígido

No caso dos muros laterais, estes foram pré-dimensionados através da soma de todas as cargas e respectiva divisão pelo comprimento do muro, obtendo-se assim um carregamento por metro. Este carregamento foi então majorado ($N_{\text{corrigido}}$), e calculada a área mínima necessária da sapata por metro que coincide com a respectiva largura ($L = A_{\text{min}}$). Relativamente à altura mínima foi adoptado o esquema anterior.

Efectuados os cálculos anteriores verificou-se se as tensões admissíveis eram superiores às tensões geradas, com a utilização da seguinte condição:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N_b}{A \times B} \quad (7.70)$$

Sendo:

- $N_b = N + \text{pp sapata}$;
- A e B – Dimensões em planta da sapata.

É importante referir que para o cálculo das sapatas dos pilares laterais e muros M1,M2 e M5, foram retirados os valores de N_{raros} directamente do modelo de cálculo, uma vez que se deslocaram os pontos onde descarregavam os elementos para o centro da sapata pré-dimensionada.

No caso dos muros laterais M3 e M4 teve-se de ter em conta as excentricidades, e o seu cálculo foi efectuado com a utilização do seguinte esquema:

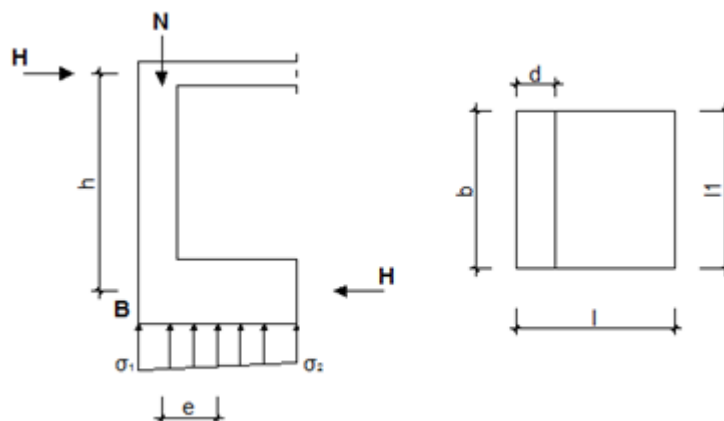


Figura 7.13 – Esquema de cálculo para os muros laterais M3 e M4

$$M_B = N \cdot e \quad (7.71)$$

$$H = \frac{N \cdot e}{h} \quad (7.72)$$

Através da situação anterior podem obter-se as seguintes condições de equilíbrio:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times l \times l_1 = N \quad (7.73)$$

$$M_B + N \times \frac{d}{2} = \frac{\sigma_1 + 2 \times \sigma_2}{6} \times l^2 \times l_1 \quad (7.74)$$

Por sua vez as tensões em 1 e 2 podem ser obtidas pelas expressões:

$$\sigma_1 = \frac{N}{l \times l_1} \left[1 + \frac{3}{l} \times \frac{(l - d)}{\left(1 + \frac{1}{\beta}\right)} \right] \quad (7.75)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{l \times l_1} \left[1 - \frac{3}{l} \times \frac{(l - d)}{\left(1 + \frac{1}{\beta}\right)} \right] \quad (7.76)$$

Sendo o valor de β calculado pela expressão:

$$\beta = \frac{C \times l^3 \times l_1 \times h}{36 \times E \times I_s} \quad (7.77)$$

Sendo:

- E – Módulo de elasticidade do betão;
- I_s – Momento de inércia do elemento vertical;
- C – Constante de Winkler (Coeficiente de Balastro).

A constante de Winkler (C) pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$C = \frac{\rho \times E_s}{(1 - \nu^2)b} \quad (7.78)$$

Sendo:

- ν^{33} - Coeficiente de poisson do solo;
- b – Comprimento da sapata (l_1), (Fig.7.13);
- E_s – Módulo de Elasticidade do solo³⁴;
- ρ - Coeficiente relacionado as dimensões da sapata (largura e comprimento).

Segundo a expressão anterior deve-se realçar que o valor de ρ é definido através da seguinte tabela:

Tabela 7.44 – Tabela de relação das dimensões das sapatas (Método de Winkler)

a/b	1,00	1,50	2,00	3,00	5,00	10,00	20,00	30,00	50,00
ρ	1,05	0,87	0,78	0,66	0,54	0,45	0,39	0,33	0,30

Por fim a área de armaduras em cm^2/m foram obtidas através das expressões que se apresentam seguidamente.

Para o cálculo das armaduras das sapatas foi adoptado o método das bielas. Segundo este método a armadura necessária para as sapatas com cargas centradas pode ser obtida pelo seguinte esquema:

³³ Para as areias $\nu=0,20$ e para as argilas $\nu=0,40$.

³⁴ Os valores dos módulos de elasticidade dos vários tipos de solos podem ser consultados no Anexo 18.

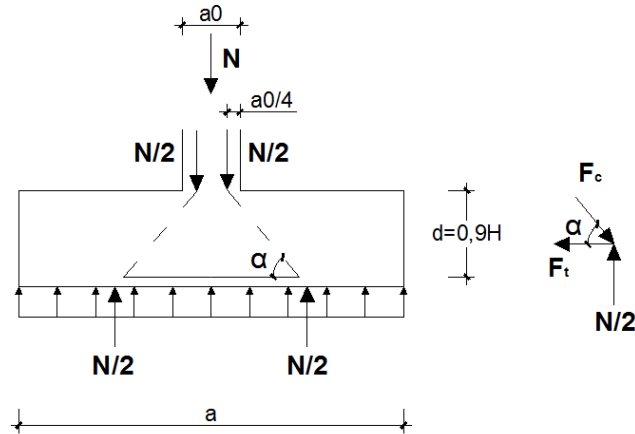


Figura 7.14 – Esquema de cálculo das armaduras para as sapatas, com cargas centradas

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\left(\frac{a - a_0}{4}\right)} \quad (7.79)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{(N_b/2)}{F_t} \quad (7.80)$$

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_b \times \gamma(a - a_0)}{8 \times d} \quad (7.81)$$

Sendo:

- $F_{t_{sd}}$ – Força de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base da sapata;
- $N_b = N + \text{pp sapata}$;
- $\gamma = 1,5$.

Das expressões anteriores podem obter-se as respectivas armaduras em cm^2/m , em que b traduz a dimensão da sapata na direcção perpendicular ao cálculo:

$$A_s = \frac{N_b \times \gamma(a - a_0)}{8 \times d \times f_{syd} \times b} \quad (7.82)$$

No caso das sapatas dos pilares laterais e muros M1, M2 e M5, estas foram calculadas também com o recurso ao método das bielas utilizando o seguinte esquema:

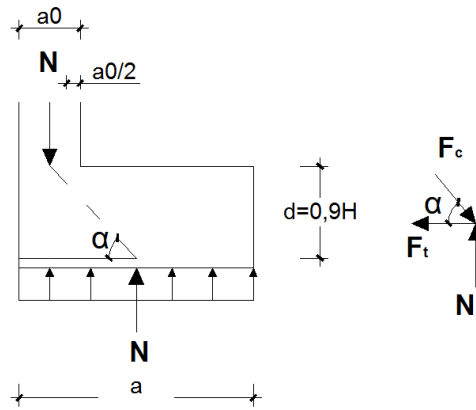


Figura 7.15 – Esquema de cálculo das armaduras para as sapatas laterais

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d}{\left(\frac{a - a_0}{2}\right)} \quad (7.83)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{(N_b)}{F_t} \quad (7.84)$$

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_b \times \gamma \left(\frac{a - a_0}{2}\right)}{d} \quad (7.85)$$

Tal como na situação anterior, as áreas de armaduras em cm^2/m são calculadas pela seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_{t_{sd}}}{f_{syd} \times b} \quad (7.86)$$

Sendo:

- b – Dimensão da área activa na outra direcção.

Os cálculos relativos às sapatas anteriores encontram-se no Anexo 18.

No processo de dimensionamento das vigas de fundação, se os esforços das sapatas não tiverem sido calculados segundo a expressão (7.68), as vigas de fundação devem ser calculadas para a classe de ductilidade considerada (art.º 5.8.1(3)P do EC8).

De acordo com o art.º 5.8.2(3), os valores da largura mínima ($b_{w,min}$) e a altura mínima ($h_{w,min}$) a considerar para as vigas de fundação, devem ser superiores a 0,25 m e 0,40 m, respectivamente. No caso da percentagem de armadura longitudinal ($\rho_{b,min}$), esta deve ser superior a 0,4 %, tanto na face superior como na face inferior.

Deste modo as vigas de fundação foram dimensionadas de um modo semelhante às restantes vigas da estrutura. Todos os cálculos e respectiva armadura destes elementos podem ser consultados no Anexo 18.

7.1.7 Muros de Contenção

O dimensionamento dos muros de contenção foi efectuado com o recurso ao programa de cálculo automático, obtendo-se as respectivas áreas de armaduras de um modo semelhante às lajes. Os gráficos referentes às armaduras destes muros encontram-se no Anexo 19.

Tal como nas lajes, foi efectuado para os muros de contenção a verificação da necessidade de armadura de esforço transversal através da expressão (7.67). Deste modo foi analisada apenas a situação mais desfavorável em termos de armaduras e de esforço transversal actuante, que no caso em estudo correspondia ao Muro M3 com um esforço transversal máximo de aproximadamente 100 kN/m. Seguidamente apresenta-se o cálculo resumo da verificação do esforço transversal:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1,89$$

Utilizando uma malha geral de $\phi 10/0,15$ (situação mais desfavorável), obtém-se a seguinte taxa de armadura:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{5,24}{1,0 \times 0,25} \times 10^{-4} = 0,0021$$

Pela expressão (7.67):

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,89 \times (100 \times 0,0021 \times 25)^{1/3} \times 1,0 \times 250 \geq 0,035 \times 1,89^{3/2} \times 25^{1/2} \times 1,0 \times 250$$

$$V_{Rd,c} = 114,08 \text{ kN/m}$$

Pelos cálculos anteriores verifica-se que não é necessária armadura de esforço transversal nos muros de contenção.

No caso dos muros M3, M4 e M5, foi necessário verificar o punçoamento, uma vez que estes possuem ancoragens.

A verificação do punçoamento deve ser realizada segundo duas condições distintas que relacionam as tensões actuantes com as resistentes numa área carregada (art.º 6.4.3 do EC2).

A primeira condição é verificada considerando o perímetro da placa de ancoragem (0,30X0,30 m) (U_0), onde a tensão actuante não deve exceder o valor máximo da tensão resistente de punçoamento:

$$v_{sd} \leq v_{Rd,máx} \leftrightarrow \frac{V_{sd}}{U_0 \times d} \leq 0,5 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \quad (7.87)$$

Sendo:

- $v_{Rd,máx}$ – Valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;
- V_{sd} – Esforço actuante;
- U_0 – Perímetro da placa de ancoragem;
- f_{ck} – Valor característico da tensão de compressão do betão;
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de compressão do betão.

Para determinar se é necessário armadura de punçoamento deve-se verificar uma segunda condição dada pela seguinte expressão (art.º6.4.1(1) do EC2):

$$v_{sd} \leq v_{Rd,c} \leftrightarrow \frac{V_{sd}}{U_1 \times d} \leq C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \quad (7.88)$$

Sendo:

- $v_{Rd,c}$ – Valor de cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;
- U_1 – Perímetro da área efectiva de punçoamento ($U_1 = 4 \times L_{placa} + 4 \times \pi \times d$);
- ρ_l – Taxa de armadura $\left(\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \times \rho_{ly}}\right)$.

Segundo as condições anteriores apresenta-se de seguida o resumo dos cálculos relativos à verificação do punçoamento nos muros M3, M4 e M5:

$$- 1^{\circ} v_{sd} \leq v_{Rd,m\acute{a}x} \text{ (no per\'ımetro } U_0)$$

Tabela 7.45 – Características gerais do muro e placas de ancoragem

Muro				Placas de Ancoragem		
E _{muro} (m)	d (m)	f _{ck} (MPa)	f _{cd} (MPa)	L (m)	U ₀ (m)	U ₁ (m)
0,30	0,25	25,00	16,67	0,30	1,20	4,34

Tabela 7.46 – Comparação das tensões resistentes e actuantes no per\'ımetro U₀

Muro	V _{sd} ³⁵ (kN)	v _{sd} (U ₀) (kN/m ²)	v _{Rd,m\acute{a}x} (kN/m ²)
M3	385,21	1284,04	4509,00
M4	506,09	1686,95	
M5	613,42	2044,72	

Pelas tabelas anteriores pode-se concluir que é verificada a primeira condi\c{c}ão de pun\c{c}oamento para os tr\ê{s} muros em estudo.

$$- 2^{\circ} v_{sd} \leq v_{Rd,c} \text{ (no per\'ımetro de controlo b\acute{a}sico } U_1)$$

Tabela 7.47 – Taxas de armadura de trac\c{c}ão para a verifica\c{c}ão do pun\c{c}oamento

Muro	$\rho_{lx} = \rho_{ly}$			
	\c{A}rea (cm ²)	d (cm)	b _w (cm)	ρ_l
M3	10,48	25,00	100,00	0,0042
M4	10,48			0,0042
M5	12,78			0,0051

Tabela 7.48 – Comparação das tensões resistentes e actuantes no per\'ımetro U₁

Muro	V _{sd} (kN)	v _{sd} (U ₁) (kN/m ²)	v _{Rd,c} (kN/m ²)
M3	385,21	354,90	497,48
M4	506,09	466,27	497,48
M5	613,42	565,15	531,50

Segundo os c\c{a}lculos acima verifica-se que \c{e} apenas necess\c{a}ria armadura de pun\c{c}oamento no muro M5 (armadura de esfor\c{c}o transversal junto \c{a}s ancoragens). Sendo assim deve-se calcular esta armadura atrav\c{e}s da seguinte express\c{a}o (art.º 6.4.5(1) do EC2):

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5(d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha \quad (7.89)$$

Sendo:

- v_{Rd,cs} – Valor de c\c{a}lculo da resist\c{e}ncia ao pun\c{c}oamento com armadura de pun\c{c}oamento, ao longo da sec\c{c}ão de controlo considerada;

³⁵ Valor m\c{a}ximo obtido entre as v\c{a}rias ancoragens de cada muro.

- A_{sw} – Área de um perímetro de armaduras de esforço transversal em torno da ancoragem;
- s_r – Espaçamento radial dos perímetros de armaduras de esforço transversal;
- $f_{ywd,ef}$ – Valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punção dada por, $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \times d \leq f_{ywd}$;
- d – Média das alturas úteis nas direcções ortogonais;
- α – Ângulo entre as armaduras de punção e o plano da laje.

Com a expressão anterior e considerando $\alpha = 90^\circ$, obteve-se a armadura de punção necessária para o muro M5:

Tabela 7.49 – Armadura de punção necessária nas ancoragens do muro M5

$A_{sw} \text{ (cm}^2\text{)}$						
$v_{Rd,cs} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$v_{Rd,c} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$d \text{ (m)}$	$s_r \text{ (m)}$	$f_{ywd,ef} \text{ (MPa)}$	$U_1 \text{ (m)}$	$A_{sw} \text{ (cm}^2\text{)}$
565,15	531,50	0,25	0,15	312,50	4,34	3,47

Por fim deve-se calcular o perímetro de controlo ($U_{out,ef}$), para além do qual não é necessário colocar armadura de punção:

$$U_{out,ef} = \frac{V_{sd}}{v_{Rd,c} \times d} \quad (7.90)$$

Tabela 7.50 – Perímetro e raio de controlo da armadura de punção

$U_{out,ef} \text{ (m)}$				
$V_{sd} \text{ (kN)}$	$v_{rd,c} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$d \text{ (m)}$	$U_{out,ef} \text{ (m)}$	$R_{out,ef} \text{ (m)}$
613,42	531,50	0,25	4,62	0,73

Segundo estes resultados, foram adoptados para a armadura de punção 8 estribos $\phi 8$, de 2 ramos.

Deve-se referir que a armadura calculada foi apenas considerada para as ancoragens A56 a A66, uma vez que eram estas que apresentavam esforços actuantes na ordem dos 610 kN.

7.2 Estados Limites de Serviço

Os Estados Limites de Serviço (ELS) correspondem à impossibilidade do uso normal de uma estrutura por parte dos utilizadores e dos respectivos equipamentos e máquinas existentes, estando estes relacionados com a durabilidade das estruturas, aparência, conforto do utilizador e a boa funcionalidade.

O projecto de um edifício deve englobar um conjunto de verificações relativas a estes estados, das quais se destacam as seguintes:

- Deformação total do pavimento para a combinação quase-permanente de acções;
- Deformação após a entrada em serviço da estrutura para a combinação quase-permanente de acções;
- Fendilhação;
- Limitação de danos (EC8).

7.2.1 Limitação das Deformações

As limitações impostas relativamente às deformações correspondem à limitação da deformação dos pisos de modo a garantir o correcto funcionamento da estrutura.

Segundo o EC2 a deformação dos pisos deve ser limitada através de duas condições distintas. Analisando o art.º 7.4.1(4), a deformação dos pisos é limitada a $L/250$ para a combinação quase-permanente de acções, enquanto no art.º 7.4.1(5) a deformação após a construção encontra-se limitada a $L/500$ para a mesma combinação de acções, para a situação de lajes suportando paredes de alvenaria, sendo L o vão da laje.

Seguindo os critérios anteriores foram verificadas as deformações para os três pisos da estrutura, dando-se maior importância às zonas com maiores deslocamentos. Deste modo, analisando os deslocamentos provenientes do modelo de cálculo no piso 0, verificou-se que as zonas condicionantes correspondiam à área da plateia, como se pode confirmar na figura seguinte:

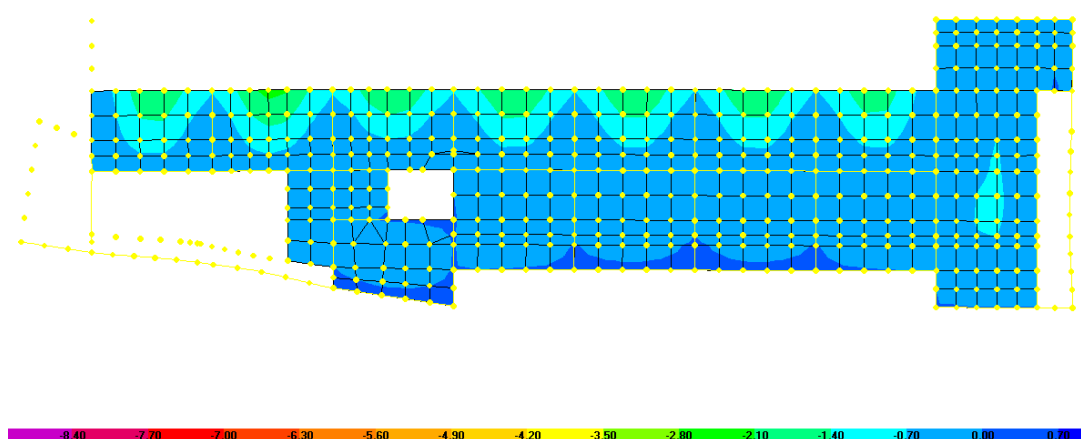


Figura 7.16 – Deslocamento do piso 0 para a combinação quase-permanente de acções

Para os deslocamentos condicionantes no piso 0, foi então verificada a deformação, através do seguinte processo de cálculo.

- Momento Resultante da Combinação Quase-permanente de Acções

Tabela 7.51 – Momento quase-permanente (pisos 0)

Momento quase-permanente	Piso 0
M_{qp} (kN.m)	10,800

- Módulo de Elasticidade Efectivo

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c,m}}{(1 + \varphi(\infty, t_0))} \quad (7.91)$$

Tabela 7.52 – Módulos de elasticidade efectivos

Betão	$E_{c,eff}$		
	$E_{c,m}$ (GPa)	φ	$E_{c,eff}$ (GPa)
C25/30	30,50	2,50	8,71
C30/37	33,00	2,50	9,43

- Coeficiente de Homogeneização

$$m = \alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (7.92)$$

Tabela 7.53 – Coeficientes de homogeneização

Betão	$m = \alpha$		
	E_s (GPa)	$E_{c,eff}$ (GPa)	$m = \alpha$
C25/30	200,00	8,71	22,95
C30/37	200,00	9,43	21,21

- Momento de Inércia da Secção não Fendilhada

$$I_l = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h(x - h/2)^2 + \alpha \times A_s(d - x)^2 + \alpha \times A'_s(x - a)^2 \quad (7.93)$$

Tabela 7.54 – Momento de inércia da secção não fendilhada (pisos 0)

Características da Secção (Laje por metro)	Zona
	Piso 0
v_s (m)	0,075
v_i (m)	0,075
b (m)	1,000
h (m)	0,150
d (m)	0,120
x (m)	0,075
A_s' (superior) (cm ²)	3,930
A_s (inferior) (cm ²)	5,240
a (m)	0,030
α	22,951
I_I (m ⁴)	0,0003

- Momento de Fendilhação

$$M_{cr} = f_{ctm} \times \frac{I_I}{x} \quad (7.94)$$

Tabela 7.55 – Momento de fendilhação (pisos 0)

Zona - Piso 0			
f_{ctm} (MPa)	I_I (m ⁴)	x (m)	M_{cr} (kN.m)
2,60	0,0003	0,075	11,23

Como o momento de fendilhação é superior ao momento quase-permanente, concluiu-se desde já que não existe fendilhação na laje, logo só se considera a deformada elástica (estado I).

- Deslocamento a longo prazo

$$\delta_{\infty} = (\delta_I) \times \frac{E_c}{E_{c,eff}} \quad (7.95)$$

Tabela 7.56 – Deformada a longo prazo (pisos 0)

Zona - Piso 0			
δ_I (m)	$E_{c,m}$ (GPa)	$E_{c,eff}$ (GPa)	$\delta_{\infty,qp}$ (m)
0,0023	30,50	8,71	0,0081

- Verificação da deformação

$$\delta_{\infty} < \frac{L}{250} \quad (7.96)$$

Tabela 7.57 – Verificação da deformação (piso 0)

Verificação		
L (m)	L/250 (m)	δ (m)
4,60	0,018	0,0081

Da análise anterior conclui-se que a deformada calculada a tempo infinito é inferior ao limite imposto. Nesta situação não é necessário verificar a flecha de L/500, uma vez que esta zona consiste na zona da plateia e não existem paredes divisórias.

No caso do piso 1 os deslocamentos condicionantes foram analisados ao nível das vigas pré-esforçadas.

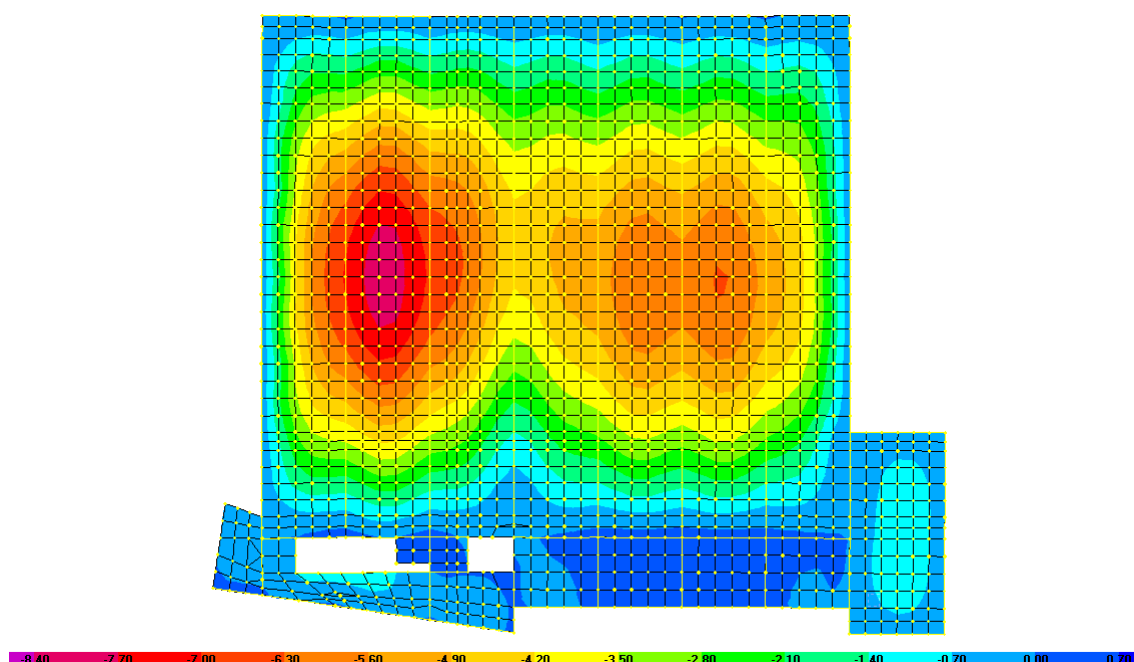


Figura 7.17 – Deslocamento do piso 1 para a combinação quase-permanente de acções

Na análise da deformação neste piso foi utilizado um método semelhante anterior, mas dado que nas vigas pré-esforçadas se verificou que não ocorre fendilhação, basta ter em conta a deformada obtida no modelo de cálculo (flecha elástica). De seguida resumem-se os cálculos efectuados para este piso.

- Deslocamento a longo prazo

$$\delta_{\infty, qp} = (\delta_{I, qp}) \times \frac{E_c}{E_{c, eff}} \quad (7.97)$$

Tabela 7.58 – Deformada a longo prazo (piso 1)

Zona - Piso 1			
$\delta_{L,qp}$ (m)	$E_{c,m}$ (GPa)	$E_{c,eff}$ (GPa)	$\delta_{\infty,qp}$ (m)
0,0071	33,00	9,43	0,0249

- Verificação da deformação

Tabela 7.59 – Verificação da deformação (piso 1)

Verificação		
L (m)	L/250 (m)	δ (m)
25,90	0,10	0,0249

$$\delta_{\infty,qp} - \delta_{0,p.p.est} < \frac{L}{500} \quad (7.98)$$

Tabela 7.60 – Verificação da deformação após construção (piso 1)

$\delta_{\infty,qp}$ (m)	$\delta_{0,p.p.est}$ (m)	$\delta_{\infty} - \delta_{0,p.p.est}$ (m)	L (m)	L/500 (m)
0,0249	0,001	0,023	25,9	0,0518

Sendo assim pode-se concluir que as deformações também são verificadas para o piso 1.

No caso do piso 2 as deformadas que se verificam no modelo de cálculo são apresentadas na figura seguinte:

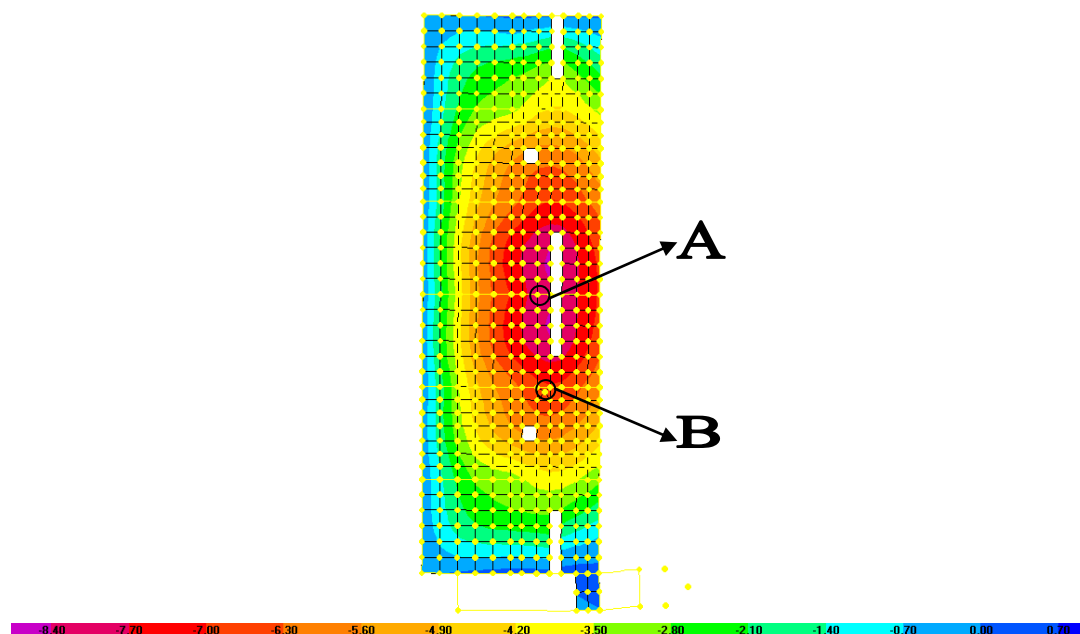


Figura 7.18 – Deslocamento do piso 2 para a combinação quase-permanente de acções

Neste nível verifica-se que existe uma deformada que se desenvolve ao longo do piso, devido à deformação do nível inferior. Para efectuar a verificação da deformação nesta

área, foram retirados do modelo de cálculo os deslocamentos relativos da zona A e B, definindo-se de seguida a média desses mesmos valores. O restante processo é análogo ao realizado para o piso 0.

- Momento Resultante da Combinação Quase-permanente de Acções

Tabela 7.61 – Momento quase-permanente (piso 2)

Momento quase-permanente	Piso 2
M_{qp} (kN.m)	10,30

- Momento de Inércia da Secção não Fendilhada

Tabela 7.62 – Momento de inércia da secção não fendilhada (piso 2)

Características da Secção (Laje por metro)	Zona
	Piso 2
v_s (m)	0,100
v_i (m)	0,100
b (m)	1,000
h (m)	0,200
d (m)	0,170
x (m)	0,100
A_s' (superior) (cm ²)	3,930
A_s (inferior) (cm ²)	3,93
a (m)	0,030
α	21,212
I_I (m ⁴)	0,0007

- Momento de Fendilhação

Tabela 7.63 – Momento de fendilhação (piso 2)

Zona - Piso 2			
f_{ctm} (MPa)	I_I (m ⁴)	x (m)	M_{cr} (kN.m)
2,60	0,0007	0,100	21,70

Pelo quadro anterior conclui-se que não existe fendilhação.

- Deslocamento a longo prazo

Tabela 7.64 – Deformada a longo prazo (piso 2)

Zona - Piso 2			
δ_I (m)	$E_{c,m}$ (GPa)	$E_{c,eff}$ (GPa)	$\delta_{\infty,qp}$ (m)
0,001	30,50	8,71	0,0035

- Verificação da deformação

Tabela 7.65 – Verificação da deformação (pisos 2)

Verificação		
L (m)	L/250 (m)	δ (m)
4,75	0,019	0,0035

Fica deste modo verificada a segurança à deformação também neste piso.

7.2.2 Limitação da Fendilhação

A limitação da fendilhação tem como principal objectivo evitar os fenómenos de corrosão de armaduras e evitar a sensação desagradável de olhar um elemento com fissuras aparentes. À parte do caso das vigas pré-esforçadas em que o estado limite de fendilhação foi verificado durante o dimensionamento, considera-se a verificação indirecta permitida pelo EC2 a partir dos afastamentos máximos entre armaduras.

7.2.3 Limitação de Danos

O requisito de limitação de danos durante a ocorrência de um sismo está relacionado com um Estado Limite de Serviço e estabelece que as deformações globais (deslocamentos laterais) da estrutura sejam limitadas a determinados níveis aceitáveis, com o objectivo de garantir a integridade de todos os elementos estruturais e não estruturais.

Estes elementos devem ser capazes de resistir a sismos relativamente frequentes³⁶ sem apresentarem danos, enquanto os possíveis danos nos elementos não estruturais devem ser limitados de modo a garantir a sua recuperação em termos economicamente acessíveis.

O requisito de limitação de danos encontra-se satisfeito se, sob a aplicação de uma acção sísmica com maior probabilidade de ocorrência em relação à acção sísmica de cálculo, o deslocamento entre pisos for limitado através da seguinte expressão³⁷ (art.º 4.4.3.1(1)):

$$d_{r.v} \leq 0,005 \cdot h \quad (7.99)$$

³⁶ Sismo com uma probabilidade de excedência, P_{DCR} , de 10 % em 10 anos, ou seja, $P_{DCR} = 10\%$ e Período de Retorno, $T_{DCR} = 95$ anos (Valores recomendados pelo EC8).

³⁷ Para a verificação de danos foi adoptada a expressão mais desfavorável a favor da segurança (edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura (art.º 4.3.2 1 do EC8)).

Sendo:

- d_r – Valor de cálculo deslocamento relativo entre pisos;
- v – Coeficiente de redução relacionado com o mais baixo período de retorno da acção sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

Deve-se ainda referir que esta verificação da limitação de danos deve ser efectuada com a rigidez de flexão reduzida em 50 % (pilares e paredes) para considerar a fendilhação que resulta da ocorrência do sismo.

Tendo em conta as condições anteriores, foram verificados os requisitos de limitação de danos nas duas direcções, tal como se pode verificar pelas seguintes tabelas:

Tabela 7.66 - Verificação da limitação de danos

Direcção x					
Piso	h (m)	v	d_{rx} (m)	$d_{rx} \cdot v$ (m)	$0,005 \cdot h$ (m)
Piso 2	3,20	0,55	0,011	0,0061	0,016

Direcção y					
Piso	h (m)	v	d_{ry} (m)	$d_{ry} \cdot v$ (m)	$0,005 \cdot h$ (m)
Piso 2	3,20	0,55	0,0095	0,0052	0,016

A diferença entre os deslocamentos dos níveis do piso 1 e piso 2 pode ser consultada no Anexo 20.

8 Conclusão

O dimensionamento de estruturas consiste num processo complexo que implica uma análise detalhada e rigorosa face às acções a que vai estar sujeita.

Neste projecto foi possível percorrer todas as fases principais da elaboração de um projecto de estruturas, desde a concepção estrutural, apenas com algumas alterações relativamente ao proposto no projecto de arquitectura, e respectivo pré-dimensionamento. Consistiu num trabalho onde foi possível o dimensionamento de vários tipos de elementos estruturais, dos quais se destacam as vigas pré-esforçadas e os muros de contenção.

No desenvolvimento do projecto foi utilizada a nova regulamentação Europeia (Eurocódigos Estruturais), em detrimento da regulamentação actualmente em vigor no território nacional (RSA e REBAP). Esta escolha deveu-se à sucessiva evolução que o cálculo estrutural tem vindo a apresentar, e também devido ao facto de ser uma boa plataforma de aprendizagem para o dimensionamento futuro de estruturas, dado que esta regulamentação irá ser implementada brevemente a nível Nacional.

A utilização deste conjunto de normas Europeias consistiu num enorme desafio, uma vez que estas apresentam uma maior complexidade relativamente ao REBAP e ao RSA. O Eurocódigo utilizado que implicou um maior estudo e trabalho de análise foi o EC8 respeitante à acção sísmica.

A análise da estrutura com a utilização do EC8 apresentou uma elevada complexidade devido aos novos conceitos impostos, relativamente à classificação da estrutura, coeficiente de comportamento sísmico, ductilidade e requisitos de pormenorização. Apesar da estrutura se localizar numa zona de baixa intensidade sísmica adoptou-se um sistema estrutural com ductilidade média em termos de capacidade de dissipação de energia, possibilitando assim uma análise mais profunda do EC8 e uma aprendizagem detalhada dos novos aspectos relativos a esta matéria.

Com o desenvolvimento deste projecto verificou-se que as várias exigências introduzidas pelos novos conceitos e metodologias da regulamentação Europeia, originam um aumento de complexidade e de tempo necessário para a elaboração de projectos. No caso das exigências estabelecidas pelo EC8, estas provocam um aumento por vezes excessivo em termos de taxas de armaduras, o que irá ter influência no custo final da empreitada. Este fenómeno foi verificado na estrutura dimensionada, principalmente no confinamento das zonas críticas. Deste modo destaca-se a elevada importância da utilização de modelos tridimensionais de elementos finitos no projecto de estruturas, possibilitando a

simplificação dos processos de dimensionamento e a obtenção de resultados correctos e rigorosos, de uma forma muito rápida.

Em suma a elaboração deste projecto permitiu pôr à prova os vários conhecimentos adquiridos, bem como a aprendizagem de novos conceitos ligados à nova regulamentação Europeia, principalmente ao EC8.

9 Bibliografia

- CARVALHO, E. - " Eurocódigo 8 - Acção Sísmica e Edifícios", LNEC, 2010
- CHOPRA, A. - " Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering", University of California at Berkeley USA, 1995
- CLOUGH, R.; PENZIEN, J. - " Dynamics of Structures - Third Edition", Computers & Structures, Inc. Berkley USA, 2003
- COSTA, A. - " Folhas teóricas das cadeiras de Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica", Departamento de Engenharia Civil, ISEL, 2005
- FARDIS, N.; CARVALHO, E.; ELNASHAI, A.; FACCIOLI, E.; PINTO, P.; PLUMIER, A. - "Designers` Guide to EN1998-1 and EN 1998-5, EUROCODE 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures", 2005
- GORGULHO, A. - " Betão Estrutural II - Versão actualizada segundo o Eurocódigo 2", Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007
- GUERREIRO, L. - " Revisões de Análise Modal e Análise Sísmica por espectros de resposta - Apontamentos da disciplina de Dinâmica Engenharia Sísmica", Departamento de Engenharia Civil, IST, Março de 1999
- JACINTO, L. - "Betão Estrutural III", Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007
- LÚCIO, L. - "Estado Limite de Deformação", Faculdade de Ciências e Tecnologia/Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2006
- MARCHÃO, C.; APPLETON, J. - " Módulo 1 - Pré-Esforço", Departamento de Engenharia Civil, IST, Lisboa, 2007
- MARTINS, J.; FERREIRA, I. - "Estruturas de Ductilidade Melhorada" 3ª Edição, 2006
- NP EN 1990: 2009; "Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas", CEN, Bruxelas
- NP EN 1991-1-1:2009; "Eurocódigo 1 - Acções em Estruturas - Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios", CEN, Bruxelas
- NP EN 1992-1-1:2010; "Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", CEN, Bruxelas

NP EN 1997-1:2010; " Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico - Parte 1: Regras gerais", CEN, Bruxelas

NP EN 1998-1:2010; "Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios", CEN, Bruxelas

NP EN 206-1:2007; " Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade", CEN, Bruxelas

SOEIRO e SÁ, A. - "Betão Estrutural I", Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007

10 Anexos

Índice de Anexos

Anexo 1 – Dimensões dos Elementos Estruturais	3
Anexo 2 – Coeficiente de Comportamento Preliminar (Cálculos Preliminares)	7
Anexo 3 – Coeficiente de Comportamento Final	11
Anexo 4 – Factores de Participação Modal	13
Anexo 5 – Deslocamentos Reais (Efeitos de 2ªOrdem)	15
Anexo 6 – Regras Gerais de Dimensionamento	17
Anexo 7 – Comprimentos Críticos e Espaçamentos máximos da Armadura Transversal nas Vigas.....	21
Anexo 8 – Armaduras - Vigas	25
Anexo 9 – Comprimentos das Zonas Críticas e Espaçamentos Máximos das Armaduras Transversais nos Pilares	47
Anexo 10 – Armaduras de Cintagem nos Pilares.....	57
Anexo 11 – Armaduras - Pilares.....	59
Anexo 12 – Esforços de Cálculo nas Paredes do Núcleo.....	71
Anexo 13 – Cálculos de Pré-Esforço.....	73
Anexo 14 – Perdas por Atrito e Curvatura dos cabos de Pré-Esforço (Método da Parábola).....	75
Anexo 15 – Verificação do E.L.U de Flexão nas Vigas Pré-Esforçadas.....	77
Anexo 16 – Armadura Transversal das Vigas Pré-Esforçadas	79
Anexo 17 – Armaduras - Lajes e Escadas.....	81
Anexo 18 – Dimensionamento das Sapatas.....	99
Anexo 19 – Armaduras – Muros de Contenção	113
Anexo 20 - Deslocamentos Reais (Limitação de Danos)	125
Anexo 21 – Modelo de Cálculo (Imagens).....	127

Anexo 1 – Dimensões dos Elementos Estruturais

Pilares

A. 1 - Dimensões dos pilares do piso -1

Piso -1						
Pilar	X (A) (m)	Y (B) (m)		Pilar	X (A) (m)	Y (B) (m)
P1	0,30	1,00		P13	0,50	1,50
P2	0,50	1,50		P14	0,50	1,50
P3	0,50	1,50		P15	0,50	1,50
P4	0,50	1,50		P16	0,50	1,50
P5	0,50	1,50		P17	0,50	1,50
P6	0,30	1,00		P18	0,50	1,50
P7	0,30	0,30		P19	0,50	1,50
P8	0,50	1,50		P20	0,20	0,20
P9	0,50	1,50		P21	0,20	0,20
P10	0,50	1,20		P22	0,20	0,20
P11	0,50	1,50		P47	0,30	0,30
P12	0,50	1,50		-		

A. 2 - Dimensões dos pilares do piso 0

Piso 0						
Pilar	X (A) (m)	Y (B) (m)		Pilar	X (A) (m)	Y (B) (m)
P1	0,30	1,00		P25	0,30	0,40
P2	0,50	1,50		P26	0,30	0,40
P3	0,50	1,50		P28	0,30	0,30
P4	0,50	1,50		P29	0,30	0,30
P5	0,50	1,50		P30	0,30	0,30
P6	0,30	0,30		P31	0,30	0,30
P7	0,30	0,30		P32	0,30	0,30
P8	0,50	1,50		P33	0,30	0,30
P9	0,50	1,50		P34	0,30	0,30
P10	0,50	1,20		P35	0,30	0,30
P11	0,50	1,50		P36	0,30	1,00
P12	0,50	1,50		P37	0,30	0,30
P13	0,50	1,50		P38	0,30	0,30
P14	0,50	1,50		P39	0,30	0,30
P15	0,50	1,50		P40	0,30	0,30
P16	0,50	1,50		P41	0,30	0,30
P17	0,50	1,50		P42	0,30	0,30
P18	0,50	1,50		P43	0,30	0,30
P19	0,50	1,50		P44	0,30	0,30
P23	0,30	0,40		P45	0,30	0,30
P24	0,30	0,40		P47	0,30	0,30

A. 3 - Dimensões dos pilares no piso 1

Piso 1						
Pilar	X (A) (m)	Y (B) (m)		Pilar	X (A) (m)	Y (B) (m)
P2	0,30	0,35		P46	0,30	0,30
P3	0,50	0,30		P47	0,30	0,30
P4	0,30	0,30		P48	0,40	0,20
P5	0,80	0,30		P49	0,40	0,20
P7	0,30	0,30		P50	0,40	0,20
P8	0,40	0,30		P51	0,40	0,20
P9	0,80	0,30		P52	0,40	0,20
P23	0,30	0,40		P53	0,40	0,40
P24	0,30	0,40		P54	0,40	0,40
P25	0,30	0,40		P55	0,40	0,40
P26	0,30	0,40		P56	0,40	0,40
P27	0,30	0,40		P57	0,40	0,40

Vigas

A. 4 - Dimensões das vigas no piso 0 (planta)

Piso 0						
Viga	Altura (m)	Largura (m)		Viga	Altura (m)	Largura (m)
V1.0	0,50	0,30		V18.0	0,50	0,30
V2.0 (1)	0,50	0,30		V19.0	0,50	0,30
V2.0 (2)	0,50	0,30		V20.0	0,50	0,30
V3.0	0,50	0,30		V21.0	0,50	0,30
V4.0	0,50	0,30		V22.0	0,50	0,30
V5.0	0,50	0,30		V23.0	0,50	0,30
V6.0	0,50	0,30		V24.0	0,50	0,30
V7.0	0,50	0,30		V25.0	0,50	0,30
V8.0	0,50	0,30		V26.0	0,50	0,30
V9.0	0,35	0,20		V27.0	0,50	0,30
V10.0	0,50	0,20		V28.0	0,50	0,30
V11.0	0,50	0,20		V29.0	0,50	0,30
V12.0	0,50	0,20		V30.0	0,50	0,30
V13.0	0,50	0,20		V31.0	0,50	0,30
V14.0	0,50	0,20		V32.0	0,50	0,30
V15.0	0,50	0,20		V33.0	0,35	0,20
V16.0	0,50	0,20		V34.0	0,35	0,20
V17.0	0,50	0,30		V35.0	0,35	0,20

A. 5 - Dimensões das vigas no piso 1 (planta)

Piso 1						
Viga	Altura (m)	Largura (m)		Viga	Altura (m)	Largura (m)
V1.1	0,50	0,30		V24.1	0,50	0,30
V2.1	0,50	0,30		V25.1	0,50	0,30
V3.1	0,50	0,30		V26.1	1,70	0,30
V4.1	0,50	0,30		V27.1	1,70	0,30
V5.1	0,85	0,30		V28.1	0,50	0,30
V6.1	0,85	0,30		V29.1	0,50	0,30
V7.1	0,85	0,30		V30.1	0,50	0,30
V8.1	0,85	0,30		V31.1	1,35	0,30
V9.1	0,85	0,30		V32.1	1,35	0,30
V10.1	0,35	0,30		V33.1	0,85	0,30
V11.1	0,65	0,30		V34.1	0,85	0,30
V12.1	0,50	0,30		V35.1	0,85	0,30
V13.1 (1)	0,50	0,30		V36.1	0,85	0,30
V13.1 (2)	0,50	0,30		V37.1	1,85	0,50
V14.1 (1)	0,65	0,30		V38.1	1,85	0,50
V14.1 (2)	0,65	0,30		V39.1	1,85	0,50
V15.1	0,65	0,30		V40.1	1,85	0,50
V16.1	0,50	0,30		V41.1	1,85	0,50
V17.1	1,70	0,30		V42.1	1,70	0,50
V18.1	1,70	0,30		V43.1	1,70	0,50
V19.1	1,70	0,30		V44.1	1,70	0,50
V20.1	1,70	0,30		V45.1	1,70	0,50
V21.1	0,85	0,30		V46.1	1,70	0,50
V22.1	0,50	0,30		V47.1	1,70	0,50
V23.1	0,50	0,30		-		

A. 6 - Dimensões das vigas no piso 2 (planta)

Piso 2						
Viga	Altura (m)	Largura (m)		Viga	Altura (m)	Largura (m)
V1.2	2,50	0,30		V18.2	0,80	0,30
V2.2	1,30	0,30		V19.2	0,80	0,30
V3.2	0,80	0,30		V20.2	0,80	0,30
V4.2	2,50	0,30		V21.2	0,80	0,30
V5.2	2,50	0,30		V22.2	0,80	0,30
V6.2	1,30	0,30		V23.2	0,80	0,30
V7.2	0,35	0,20		V24.2	0,80	0,30
V8.2	0,35	0,20		V25.2	2,50	0,30
V9.2	0,35	0,20		V26.2	0,90	0,30
V10.2	0,35	0,20		V27.2	0,80	0,40
V11.2	0,35	0,20		V28.2	0,80	0,40
V12.2	0,35	0,20		V29.2	0,80	0,40
V13.2	0,35	0,20		V30.2	0,80	0,40
V14.2	0,35	0,20		V31.2	0,80	0,40
V15.2	0,35	0,20		V32.2	0,80	0,40
V16.2	0,35	0,20		V33.2	0,90	0,30
V17.2	0,80	0,30		-		

A. 7 - Dimensões das vigas pré-esforçadas

Viga	Altura (m)	Largura (m)
VP1	1,85	0,5
VP2	1,85	0,5
VP3	1,7	0,5
VP4	1,7	0,5
VP5	1,7	0,5
VP6	1,7	0,5

Anexo 2 – Coeficiente de Comportamento Preliminar (Cálculos Preliminares)

A. 8 - Centro de rigidez da planta do piso 2 (Coeficiente de comportamento preliminar)

Pilares	A (m)	B (m)	Direcção X			Direcção Y		
			IX (I _{yy}) (m ⁴)	x _i (m)	IX x x _i (m ⁵)	IY (I _{xx}) (m ⁴)	y _i (m)	IY x Y _i (m ⁵)
P2	0,300	0,350	0,001	2,700	0,002	0,001	5,200	0,006
P3	0,300	0,350	0,001	2,700	0,002	0,001	33,800	0,036
P4	0,300	0,300	0,001	7,300	0,005	0,001	5,200	0,004
P5	0,300	0,300	0,001	7,300	0,005	0,001	33,800	0,023
P7	0,300	0,300	0,001	11,900	0,008	0,001	3,300	0,002
P8	0,400	0,300	0,002	11,900	0,019	0,001	5,200	0,005
P9	0,400	0,300	0,002	11,900	0,019	0,001	33,800	0,030
P23	0,300	0,300	0,001	2,700	0,002	0,001	10,000	0,007
P24	0,300	0,300	0,001	2,700	0,002	0,001	14,750	0,010
P25	0,300	0,300	0,001	2,700	0,002	0,001	19,500	0,013
P26	0,300	0,300	0,001	2,700	0,002	0,001	24,250	0,016
P27	0,300	0,300	0,001	2,700	0,002	0,001	29,000	0,020
P46	0,300	0,300	0,001	4,550	0,003	0,001	3,300	0,002
P47	0,300	0,300	0,001	4,550	0,003	0,001	5,200	0,004
P48	0,200	0,200	0,000	7,300	0,001	0,000	10,000	0,001
P49	0,200	0,200	0,000	7,300	0,001	0,000	14,750	0,002
P50	0,200	0,200	0,000	7,300	0,001	0,000	19,500	0,003
P51	0,200	0,200	0,000	7,300	0,001	0,000	24,250	0,003
P52	0,200	0,200	0,000	7,300	0,001	0,000	29,000	0,004
P53	0,300	0,300	0,001	11,900	0,008	0,001	10,000	0,007
P54	0,300	0,300	0,001	11,900	0,008	0,001	14,750	0,010
P55	0,300	0,300	0,001	11,900	0,008	0,001	19,500	0,013
P56	0,300	0,300	0,001	11,900	0,008	0,001	24,250	0,016
P57	0,300	0,300	0,001	11,900	0,008	0,001	29,000	0,020
Núcleo - P/1	0,300	1,600	0,004	16,500	0,059	0,102	4,250	0,435
Núcleo - P/2	2,770	0,300	0,531	15,215	8,084	0,006	3,300	0,021
Núcleo - P/3	2,770	0,300	0,531	15,215	8,084	0,006	5,200	0,032
Somatório			1,082		16,349	0,130		0,744

X_{cr} = 15,100

Y_{cr} = 5,750

A. 9 - Deslocamentos do piso em análise (Coeficiente de comportamento preliminar)

	F _x (kN)	F _y (kN)	M _z (kN.m)	U _x (m)	U _y (m)	U _z (rad)
Piso 2	1000,000	1000,000	1000,000	8,30E-04	1,56E-03	2,12E-05

A. 10 - Rigidez de translação e rotação (Coeficiente de comportamento preliminar)

	k _x (kN/m)	k _y (kN/m)	k _θ (kNm/rad)	r _x (m)	r _y (m)	l _s (m)
Piso 2	1,20E+06	6,41E+05	4,71E+07	8,570	6,251	8,800

**A. 11 - Relação entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, e o respectivo raio de giração
(Coeficiente de comportamento preliminar)**

	Direcção X		Direcção Y	
Piso	e_{0x} (m)	$0,3 r_x$ (m)	e_{0y} (m)	$0,3 r_y$ (m)
Piso 2	6,057	2,571	8,619	1,875

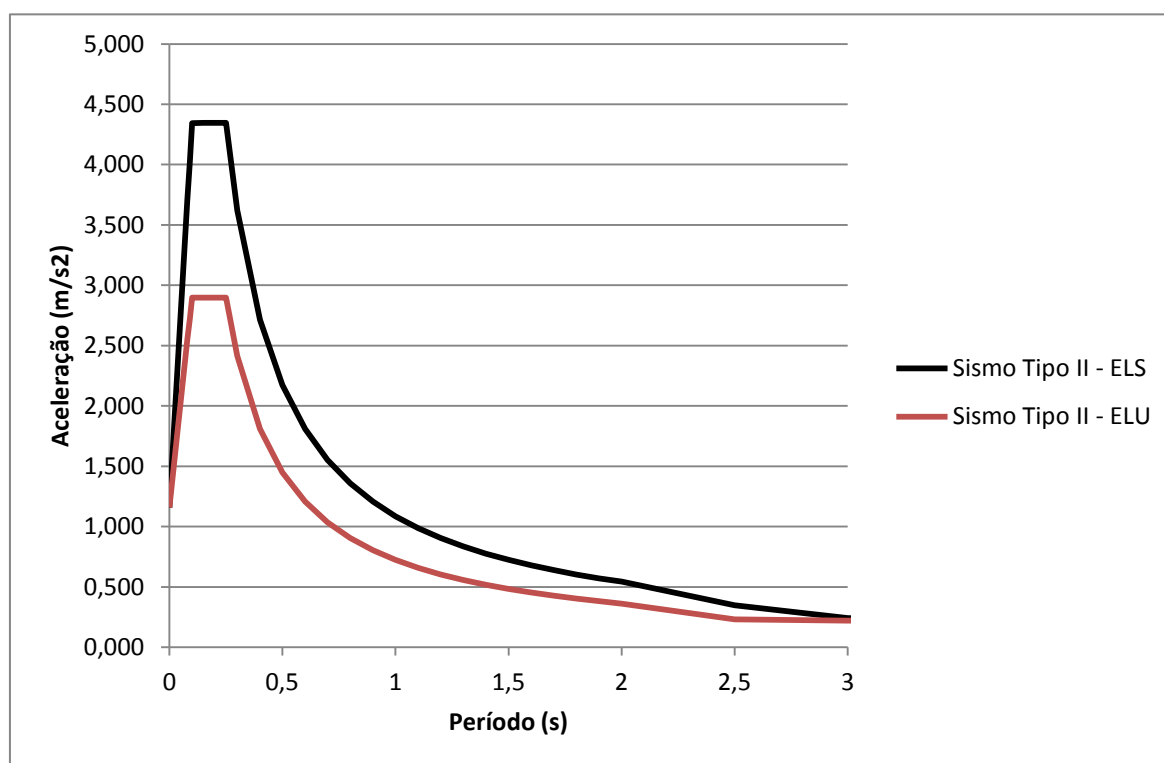
A. 12 Características da estrutura (Coeficiente de comportamento preliminar)

Características da Estrutura						
Sistema Torsionalmente Flexível	$q_0' = 2,0$					
DCM			$q_{0x}' = q_{0y}' =$	2,000	$q_{0x} = q_{0y} =$	1,600
Estrutura não regular em altura	$q_0 = 0,8 \times 2,0$					

A. 13 Cálculo do coeficiente de comportamento preliminar

Direcção X					
Núcleo	h (m)	l (m)	α_{0x}	k_{wx}	q_x
Núcleo - P/1	3,20	2,67			
Núcleo - P/2	3,20	2,67			
Somatório	6,40	5,34	1,20	0,73	1,50

Direcção Y					
Núcleo	h (m)	l (m)	α_{0y}	k_{wy}	q_y
Núcleo - P/3	3,20	1,60			
Somatório	3,20	1,60	2,00	1,00	1,60



**A.Fig. 1 - Espectros de aceleração considerando o coeficiente de comportamento preliminar
ELS - $q=1,0$ e ELU - $q=1,5$**

A. 14 – Espectros de aceleração (Coeficiente de comportamento preliminar)

q=1	
Aceleração (m/s²)	Período (T) (s)
0	1,158
0,02	1,795
0,04	2,433
0,05	2,751
0,06	3,070
0,07	3,389
0,08	3,707
0,09	4,026
0,1	4,345
0,15	4,345
0,2	4,345
0,25	4,345
0,3	3,621
0,4	2,716
0,5	2,173
0,6	1,810
0,7	1,552
0,8	1,358
0,9	1,207
1	1,086
1,1	0,988
1,2	0,905
1,3	0,836
1,4	0,776
1,5	0,724
1,6	0,679
1,7	0,639
1,8	0,603
1,9	0,572
2	0,543
2,5	0,348
3	0,241
3,5	0,220
4	0,220

q=1,5	
Aceleração (m/s²)	Período (T) (s)
0	1,158
0,02	1,506
0,04	1,853
0,05	2,027
0,06	2,201
0,07	2,375
0,08	2,549
0,09	2,722
0,1	2,896
0,15	2,897
0,2	2,897
0,25	2,897
0,3	2,414
0,4	1,810
0,5	1,448
0,6	1,207
0,7	1,035
0,8	0,905
0,9	0,805
1	0,724
1,1	0,658
1,2	0,603
1,3	0,557
1,4	0,517
1,5	0,483
1,6	0,453
1,7	0,426
1,8	0,402
1,9	0,381
2	0,362
2,5	0,232
3	0,220
3,5	0,220
4	0,220

Anexo 3 – Coeficiente de Comportamento Final

A. 15 - Centro de rigidez da planta do piso 2 (Coeficiente de comportamento final)

Pilares	A (m)	B (m)	Direcção X			Direcção Y		
			IX (I _{yy}) (m ⁴)	xi (m)	IX x xi (m ⁵)	IY (I _{xx}) (m ⁴)	yi (m)	IY x Yi (m ⁵)
P2	0,30	0,35	0,0008	2,60	0,0020	0,0011	5,23	0,0056
P3	0,50	0,30	0,0031	2,70	0,0084	0,0011	33,80	0,0380
P4	0,30	0,30	0,0007	7,30	0,0049	0,0007	5,20	0,0035
P5	0,80	0,30	0,0128	7,30	0,0934	0,0018	33,80	0,0608
P7	0,30	0,30	0,0007	12,00	0,0081	0,0007	3,30	0,0022
P8	0,40	0,30	0,0016	11,95	0,0191	0,0009	5,20	0,0047
P9	0,80	0,30	0,0128	11,95	0,1530	0,0018	33,80	0,0608
P23	0,30	0,40	0,0009	2,60	0,0023	0,0016	10,00	0,0160
P24	0,30	0,40	0,0009	2,60	0,0023	0,0016	14,75	0,0236
P25	0,30	0,40	0,0009	2,60	0,0023	0,0016	19,50	0,0312
P26	0,30	0,40	0,0009	2,60	0,0023	0,0016	24,25	0,0388
P27	0,30	0,40	0,0009	2,60	0,0023	0,0016	29,00	0,0464
P46	0,30	0,30	0,0007	4,55	0,0031	0,0007	3,30	0,0022
P47	0,30	0,30	0,0007	4,55	0,0031	0,0007	5,20	0,0035
P48	0,40	0,20	0,0011	7,30	0,0078	0,0003	10,00	0,0027
P49	0,40	0,20	0,0011	7,30	0,0078	0,0003	14,75	0,0039
P50	0,40	0,20	0,0011	7,30	0,0078	0,0003	19,50	0,0052
P51	0,40	0,20	0,0011	7,30	0,0078	0,0003	24,25	0,0065
P52	0,40	0,20	0,0011	7,30	0,0078	0,0003	29,00	0,0077
P53	0,40	0,40	0,0021	11,95	0,0255	0,0021	10,00	0,0213
P54	0,40	0,40	0,0021	11,95	0,0255	0,0021	14,75	0,0315
P55	0,40	0,40	0,0021	11,95	0,0255	0,0021	19,50	0,0416
P56	0,40	0,40	0,0021	11,95	0,0255	0,0021	24,25	0,0517
P57	0,40	0,40	0,0021	11,95	0,0255	0,0021	29,00	0,0619
Núcleo - P/1	0,30	1,60	0,0036	16,60	0,0598	0,1024	4,25	0,4352
Núcleo - P/2	2,77	0,30	0,5313	15,37	8,1642	0,0062	3,30	0,0206
Núcleo - P/3	2,77	0,30	0,5313	15,37	8,1642	0,0062	5,20	0,0324
Somatório			1,1206		16,8614	0,1443		1,0596

X_{cr} = 15,05

Y_{cr} = 7,35

A. 16 – Espectros de aceleração (Coeficiente de comportamento final)

q=1	
Aceleração (m/s²)	Período (T) (s)
0	1,158
0,02	1,795
0,04	2,433
0,05	2,751
0,06	3,070
0,07	3,389
0,08	3,707
0,09	4,026
0,1	4,345
0,15	4,345
0,2	4,345
0,25	4,345
0,3	3,621
0,4	2,716
0,5	2,173
0,6	1,810
0,7	1,552
0,8	1,358
0,9	1,207
1	1,086
1,1	0,988
1,2	0,905
1,3	0,836
1,4	0,776
1,5	0,724
1,6	0,679
1,7	0,639
1,8	0,603
1,9	0,572
2	0,543
2,5	0,348
3	0,241
3,5	0,220
4	0,220

q=2,5	
Aceleração (m/s²)	Período (T) (s)
0	1,158
0,02	1,274
0,04	1,390
0,05	1,448
0,06	1,506
0,07	1,564
0,08	1,622
0,09	1,680
0,1	1,738
0,15	1,738
0,2	1,738
0,25	1,738
0,3	1,448
0,4	1,086
0,5	0,869
0,6	0,724
0,7	0,621
0,8	0,543
0,9	0,483
1	0,435
1,1	0,395
1,2	0,362
1,3	0,334
1,4	0,310
1,5	0,290
1,6	0,272
1,7	0,256
1,8	0,241
1,9	0,229
2	0,220
2,5	0,220
3	0,220
3,5	0,220
4	0,220

Anexo 4 – Factores de Participação Modal

A. 17 – Factores de participação modal

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	Rz (%)	Somatório Ux (%)	Somatório Uy (%)	Somatório Uz (%)	Somatório Rz (%)
1	0,229	4,362	0,001	0,010	0,179	0,004	0,001	0,010	0,179	0,004
2	0,221	4,533	0,002	0,005	0,078	0,001	0,002	0,015	0,257	0,005
3	0,190	5,262	0,002	0,000	0,000	0,000	0,005	0,015	0,257	0,005
<u>4</u>	0,180	5,544	0,001	0,175	0,002	0,020	0,006	0,190	0,259	0,025
<u>5</u>	0,161	6,201	0,459	0,003	0,000	0,058	0,466	0,193	0,260	0,083
6	0,160	6,243	0,008	0,002	0,001	0,007	0,474	0,195	0,260	0,090
7	0,142	7,051	0,009	0,000	0,013	0,002	0,483	0,195	0,273	0,092
8	0,128	7,806	0,026	0,023	0,000	0,028	0,510	0,219	0,273	0,120
9	0,115	8,705	0,000	0,002	0,000	0,000	0,510	0,221	0,273	0,121
10	0,100	9,972	0,000	0,018	0,002	0,010	0,510	0,239	0,276	0,131
<u>11</u>	0,099	10,062	0,001	0,145	0,000	0,072	0,511	0,383	0,276	0,202
12	0,093	10,714	0,001	0,021	0,000	0,011	0,512	0,405	0,276	0,213
13	0,092	10,879	0,000	0,000	0,000	0,000	0,512	0,405	0,276	0,213
<u>14</u>	0,089	11,291	0,010	0,077	0,000	0,065	0,522	0,481	0,276	0,277
15	0,088	11,365	0,001	0,007	0,000	0,006	0,523	0,488	0,276	0,283
16	0,084	11,947	0,000	0,001	0,000	0,000	0,523	0,489	0,276	0,284
17	0,083	12,102	0,000	0,003	0,003	0,001	0,523	0,491	0,279	0,284
18	0,082	12,164	0,001	0,048	0,001	0,030	0,524	0,540	0,280	0,314
19	0,081	12,290	0,001	0,049	0,001	0,016	0,525	0,588	0,280	0,330
<u>20</u>	0,080	12,453	0,000	0,069	0,001	0,028	0,525	0,658	0,281	0,358

Anexo 5 – Deslocamentos Reais (Efeitos de 2ªOrdem)

A. 18 – Deslocamentos da estrutura para os efeitos de 2ª ordem

Pilar	Diferença entre o Piso 2 e o Piso 1			
	Deslocamentos do Modelo		Deslocamentos Reais	
	d_x (mm)	d_y (mm)	d_x (mm)	d_y (mm)
P2	0,39	1,72	0,98	4,30
P3	1,82	2,26	4,55	5,64
P4	0,42	1,00	1,05	2,51
P5	1,85	2,98	4,63	7,44
P7	0,35	1,02	0,87	2,55
P8	0,42	0,95	1,06	2,38
P9	1,91	3,05	4,77	7,63
P23	0,99	1,72	2,49	4,30
P24	1,38	1,79	3,45	4,47
P25	1,68	1,93	4,21	4,81
P26	1,92	2,08	4,81	5,19
P27	2,03	2,20	5,06	5,50
P46	0,15	1,55	0,37	3,88
P47	0,34	1,52	0,85	3,81
P48	0,94	1,34	2,35	3,36
P49	1,30	1,65	3,24	4,12
P50	1,61	1,98	4,03	4,94
P51	1,86	2,29	4,64	5,72
P52	1,98	2,64	4,95	6,60
P53	0,85	1,30	2,12	3,25
P54	1,17	1,69	2,92	4,22
P55	1,47	2,01	3,68	5,03
P56	1,73	2,35	4,33	5,86
P57	1,90	2,71	4,75	6,78

Anexo 6 – Regras Gerais de Dimensionamento

A. 19 – Recobrimento mínimo para armaduras ordinárias

Elementos estruturais	Classe de Exposição	Classe Estrutural	Diâmetros de varões (mm)	c_{min,b} (mm)	c_{min,dur} (mm)	c_{min} (mm)
Pilares, Vigas, Lajes e Paredes	XC1	S4	8	8	15	15
			10	10		15
			12	12		15
			16	16		16
			20	20		20
			25	25		25
Fundações, Vigas de Fundação e Muros de Contenção	XC2	S4	8	8	25	25
			10	10		
			12	12		
			16	16		
			20	20		
			25	25		

A. 20 – Recobrimento para armaduras de pré-esforço

Elementos Estruturais	Classe de Exposição	Classe Estrutural	c_{min,b}¹ (mm)	c_{min,dur} (mm)	c_{min} (mm)
Vigas Pré-esforçadas	XC1	S4	80	25	80

A. 21 – Recobrimento adoptado

Elementos	Classe de Exposição	c_{min} (mm)	Δ_{cdev} (mm)	c_{nom_min} (mm)	c_{nom} (mm)
Lajes²	XC1	15	10	25	25
Pilares, Vigas e Paredes	XC1	15	10	25	35
		15		25	
		16		26	
		20		30	
		25		35	
Fundações e Vigas de Fundação	XC2	25	10	35	50
Muros de Contenção	XC2	25	10	35	40
Vigas Pré-Esforçadas³	XC1	80	10	90	90

¹ Segundo o art.º 4.4.1.2 (3) do EC2 o valor de máximo de c_{min,b} para bainhas de pré-esforço de pós-tensão circulares é de 80 mm.

² Nas lajes utilizou-se um diâmetro de varões máximo de 12 mm.

A. 22 – Distâncias mínimas entre varões

Diâmetro dos Varões (mm)	k ₁	k ₂ (mm)	d _g (mm)	20 (mm)	d (mm)
8	1,000	5,000	25,000	20,000	30,000
10	1,000	5,000	25,000	20,000	30,000
12	1,000	5,000	25,000	20,000	30,000
16	1,000	5,000	25,000	20,000	30,000
20	1,000	5,000	25,000	20,000	30,000
25	1,000	5,000	25,000	20,000	30,000

A. 23 – Diâmetros mínimos de dobragem

Diâmetro dos Varões (mm)	Ø _{min} (mm)
8	32,000
10	40,000
12	48,000
16	64,000
20	140,000
25	175,000

A. 24 – Comprimento de amarração de referência

Comprimento de Amarração de Referência (l _{b,rqd} (m))						
Diâmetro dos Varões (mm)	σ _{sd} (MPa) = f _{yd}	f _{bd} (MPa)				l _{b,rqd} (m)
		η ₁	η ₂	f _{ctd} (MPa)	f _{bd} (MPa)	
8	348,000	0,700	1,000	1,200	1,890	0,368
10	348,000	0,700	1,000	1,200	1,890	0,460
12	348,000	0,700	1,000	1,200	1,890	0,552
16	348,000	0,700	1,000	1,200	1,890	0,737
20	348,000	0,700	1,000	1,200	1,890	0,921
25	348,000	0,700	1,000	1,200	1,890	1,151

A. 25 – Comprimento de amarração mínimo

Comprimento de Amarração Mínimo (l _{bmin} (m))				
Diâmetro dos Varões (mm)	0,3l _{b,rqd} (mm)	10Ø (mm)	100 (mm)	l _{bmin} (m)
8	0,110	80,000	100,000	0,100
10	0,138	100,000	100,000	0,100
12	0,166	120,000	100,000	0,120
16	0,221	160,000	100,000	0,160
20	0,276	200,000	100,000	0,200
25	0,345	250,000	100,000	0,250

³ Armaduras de pré-esforço.

A. 26 – Comprimento de amarração de varões

Comprimento de Amarração de Varões (l_{bd} (m))								
Diâmetro dos Varões (mm)	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	$l_{b,rqd}$ (m)	l_{bmin} (m)	l_{bd}^4 (m)
8	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,368	0,100	0,368
10	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,460	0,100	0,460
12	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,552	0,120	0,552
16	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,737	0,160	0,737
20	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,921	0,200	0,921
25	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,151	0,250	1,151

A. 27 – Comprimento de sobreposição mínimo

Comprimento de Sobreposição mínimo ($l_{0,min}$ (m))				
Diâmetro dos Varões (mm)	$0,3\alpha_6 l_{b,rqd}$ (mm)	15 ϕ (mm)	200 (mm)	$l_{0,min}$ (m)
8	165,714	120,000	200,000	0,200
10	207,143	150,000	200,000	0,207
12	248,571	180,000	200,000	0,249
16	331,429	240,000	200,000	0,331
20	414,286	300,000	200,000	0,414
25	517,857	375,000	200,000	0,518

A. 28 – Comprimento de emenda

Comprimento de Emenda (l_0 (m))									
Diâmetro dos Varões (mm)	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	$l_{b,rqd}$ (mm)	$l_{0,min}$ (m)	l_0 (m)
8	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	0,368	0,200	0,552
10	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	0,460	0,207	0,690
12	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	0,552	0,249	0,829
16	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	0,737	0,331	1,105
20	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	0,921	0,414	1,381
25	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,500	1,151	0,518	1,726

⁴ Para o cálculo do comprimento de sobreposição mínimo e de emendas de armaduras foram adoptados os parâmetros α_i iguais a 1,0 e o parâmetro α_6 igual a 1,50 de um modo conservativo.

Anexo 7 – Comprimentos Críticos e Espaçamentos máximos da Armadura Transversal nas Vigas

A. 29 – Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal nas zonas críticas das vigas (piso 0)

Viga	h_w (m)	d_{bw} (mm)	225 (mm)	d_{bl} (mm)	s (m)	Zona Crítica (m)
V1.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V2.0 (1)	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V2.0 (2)	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V3.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V4.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V5.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V6.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V7.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V8.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V9.0	0,350	8	225	10	0,08	0,35
V10.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V11.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V12.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V13.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V14.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V15.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V16.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V17.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V18.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V19.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V20.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V21.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V22.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V23.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V24.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V25.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V26.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V27.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V28.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V29.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V30.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V31.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V32.0	0,500	8	225	12	0,10	0,50
V33.0	0,350	8	225	10	0,08	0,35
V34.0	0,350	8	225	10	0,08	0,35
V35.0	0,350	8	225	10	0,08	0,35

A. 30 – Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal nas zonas críticas das vigas (pisos 1)_1

Viga	h_w (m)	d_{bw} (mm)	225 (mm)	d_{bl} (mm)	s (m)	Zona Crítica (m)
V1.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V2.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V3.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V4.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V5.1	0,85	8	225	16	0,13	0,85
V6.1	0,85	8	225	16	0,13	0,85
V7.1	0,85	8	225	16	0,13	0,85
V8.1	0,85	8	225	16	0,13	0,85
V9.1	0,85	8	225	16	0,13	0,85
V10.1	0,35	8	226	12	0,09	1,60 ⁵
V11.1	0,65	10	225	16	0,13	0,65 ⁶
V12.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V13.1 (1)	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V13.1 (2)	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V14.1 (1)	0,65	10	225	16	0,13	0,65
V14.1 (2)	0,65	10	225	16	0,13	0,65
V15.1	0,65	8	225	16	0,13	0,65
V16.1	0,50	8	225	16	0,13	0,50
V17.1	1,70	8	225	20	0,16	1,70
V18.1	1,70	8	225	20	0,16	1,70
V19.1	1,70	8	225	20	0,16	1,70
V20.1	1,70	8	225	20	0,16	1,70
V21.1	0,85	8	225	16	0,13	0,85
V22.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V23.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V24.1	0,50	10	225	12	0,10	0,50
V25.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V26.1	1,70	10	225	20	0,16	1,70
V27.1	1,70	10	225	20	0,16	1,70
V28.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V29.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V30.1	0,50	8	225	12	0,10	0,50
V31.1	1,35	10	225	20	0,16	1,35
V32.1	1,35	8	225	20	0,16	1,35
V33.1	0,85	8	225	16	0,13	0,85
V34.1	0,85	8	225	16	0,13	0,85
V35.1	0,85	8	225	16	0,13	0,85
V36.1	0,85	10	225	16	0,13	0,85

⁵ Note-se que a viga 10 como apoia um pilar interrompido foi considerado como comprimento crítico a extensão total da viga.

⁶ Como esta viga apoia um pilar interrompido, o comprimento da zona crítica de ligação ao pilar deve possuir uma extensão de 1,30 m.

A. 31 – Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal nas zonas críticas das vigas (piso 1)_2

Viga	h_w (m)	d_{bw} (mm)	225 (mm)	d_{bl} (mm)	s (m)	Zona Crítica (m)
V37.1	1,85	8	225	25	0,19	1,85
V38.1	1,85	8	225	25	0,19	1,85
V39.1	1,85	8	225	25	0,19	1,85
V40.1	1,85	8	225	25	0,19	1,85
V41.1	1,85	8	225	25	0,19	1,85
V42.1	1,70	8	225	25	0,19	1,70
V43.1	1,70	8	225	25	0,19	1,70
V44.1	1,70	8	225	25	0,19	1,70
V45.1	1,70	8	225	25	0,19	1,70
V46.1	1,70	8	225	25	0,19	1,70
V47.1	1,70	8	225	25	0,19	1,70

A. 32 – Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal nas zonas críticas das vigas (piso 2)_1

Viga	h_w (m)	d_{bw} (mm)	225 (mm)	d_{bl} (mm)	s (m)	Zona Crítica (m)
V1.2	2,500	8	225	25	0,19	2,50
V2.2	1,300	10	225	20	0,16	1,30
V3.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V4.2	2,500	10	225	25	0,20	2,50
V5.2	2,500	10	225	25	0,20	2,50
V6.2	1,300	10	225	20	0,16	1,30
V7.2	0,350	8	225	12	0,09	0,35
V8.2	0,350	8	225	12	0,09	0,35
V9.2	0,350	8	225	12	0,09	0,35
V10.2	0,350	8	225	12	0,09	0,35
V11.2	0,350	8	225	12	0,09	0,35
V12.2	0,350	8	225	12	0,09	0,35
V13.2	0,350	8	225	12	0,09	0,35
V14.2	0,350	8	225	12	0,09	0,35
V15.2	0,350	8	225	12	0,09	0,35
V16.2	0,350	8	225	12	0,09	0,35
V17.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V18.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V19.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V20.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80

A. 33 – Comprimentos e espaçamentos máximos da armadura transversal nas zonas críticas das vigas (pisos 2)_2

Viga	h_w (m)	d_{bw} (mm)	225 (mm)	d_{bl} (mm)	s (m)	Zona Crítica (m)
V21.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V22.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V23.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V24.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V25.2	2,500	10	225	25	0,20	2,50
V26.2	0,900	10	225	20	0,16	0,90
V27.2	0,800	10	225	16	0,13	0,80
V28.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V29.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V30.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V31.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V32.2	0,800	8	225	16	0,13	0,80
V33.2	0,900	8	225	20	0,16	0,90

Anexo 8 – Armaduras - Vigas

Armadura Longitudinal

A. 34 – Armadura longitudinal das vigas (piso 0)_1

Viga	Zona	A _s (Modelo) (cm ²)			A _s (Adoptado)			A _s (Adoptado) (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V1.0	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V2.0 (1)	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V2.0 (2)	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V3.0	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V4.0	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V5.0	Sup.	5,67	4,52	5,37	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V6.0	Sup.	5,30	4,52	5,31	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V7.0	Sup.	5,42	4,52	5,22	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V8.0	Sup.	5,36	4,52	5,23	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V9.0	Sup.	2,05	2,05	2,05	3 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	2,36	2,36	2,36
	Inf.	2,05	2,05	2,05	3 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	2,36	2,36	2,36
V10.0	Sup.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V11.0	Sup.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V12.0	Sup.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V13.0	Sup.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V14.0	Sup.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V15.0	Sup.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V16.0	Sup.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	3,01	3,01	3,01	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V17.0	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V18.0	Sup.	9,26	6,35	4,52	4 ø 16 + 2 ø 12	4 ø 16 + 2 ø 12	2 ø 16 + 2 ø 12	10,30	10,30	6,28
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52

A. 35 – Armadura longitudinal das vigas (piso 0)_2

Viga	Zona	A _s (Modelo) (cm ²)			A _s (Adoptado)			A _s (Adoptado) (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V19.0	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	2 ø 12 + 2 ø 16	2 ø 12 + 2 ø 16	2 ø 12 + 2 ø 16	6,28	6,28	6,28
V20.0	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	7,51	2 ø 12 + 2 ø 16	2 ø 12 + 2 ø 16	4 ø 12 + 2 ø 16	6,28	6,28	8,54
V21.0	Sup.	9,23	6,44	4,52	4 ø 16 + 2 ø 12	4 ø 16 + 2 ø 12	2 ø 16 + 2 ø 12	10,30	10,30	6,28
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V22.0	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V23.0	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V24.0	Sup.	9,00	6,22	4,52	4 ø 16 + 2 ø 12	4 ø 16 + 2 ø 12	2 ø 16 + 2 ø 12	10,30	10,30	6,28
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V25.0	Sup.	6,46	4,52	4,52	2 ø 16 + 3 ø 12	2 ø 16 + 1 ø 12	2 ø 16 + 1 ø 12	7,41	5,15	5,15
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V26.0	Sup.	9,26	6,36	4,52	4 ø 16 + 2 ø 12	4 ø 16 + 2 ø 12	2 ø 16 + 2 ø 12	10,30	10,30	6,28
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V27.0	Sup.	7,03	4,52	4,52	2 ø 16 + 3 ø 12	2 ø 16 + 1 ø 12	2 ø 16 + 1 ø 12	7,41	5,15	5,15
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V28.0	Sup.	9,21	6,32	4,52	4 ø 16 + 2 ø 12	4 ø 16 + 2 ø 12	2 ø 16 + 2 ø 12	10,30	10,30	6,28
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V29.0	Sup.	6,49	4,52	4,52	2 ø 16 + 3 ø 12	2 ø 16 + 1 ø 12	2 ø 16 + 1 ø 12	7,41	5,15	5,15
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V30.0	Sup.	9,11	6,24	4,52	4 ø 16 + 2 ø 12	4 ø 16 + 2 ø 12	2 ø 16 + 2 ø 12	10,30	10,30	6,28
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V31.0	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V32.0	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V33.0	Sup.	2,05	2,05	2,05	3 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	2,36	2,36	2,36
	Inf.	2,05	2,05	2,05	3 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	2,36	2,36	2,36
V34.0	Sup.	2,05	2,05	2,05	3 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	2,36	2,36	2,36
	Inf.	2,05	2,05	2,05	3 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	2,36	2,36	2,36
V35.0	Sup.	2,05	2,05	2,05	3 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	2,36	2,36	2,36
	Inf.	2,05	2,05	2,05	3 ø 10	3 ø 10	3 ø 10	2,36	2,36	2,36

A. 36 – Armadura longitudinal das vigas (piso 1)_1

Viga	Zona	A _s (Modelo) (cm ²)			A _s (Adoptado)			A _s (Adoptado) (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V1.1	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V2.1	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V3.1	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V4.1	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V5.1	Sup.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V6.1	Sup.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V7.1	Sup.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V8.1	Sup.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V9.1	Sup.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V10.1	Sup.	3,08	3,08	3,46	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	3,08	3,08	3,08	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V11.1	Sup.	5,96	5,96	6,11	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	5,96	5,96	5,96	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
V12.1	Sup.	4,52	4,52	4,52	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V13.1 (1)	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V13.1 (2)	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V14.1 (1)	Sup.	5,96	5,96	5,96	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	5,96	5,96	5,96	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
V14.1 (2)	Sup.	5,96	5,96	9,93	3 ø 16	3 ø 16	5 ø 16	6,03	6,03	10,05
	Inf.	5,96	5,96	5,96	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
V15.1	Sup.	5,96	5,96	6,21	5 ø 16	3 ø 16	3 ø 16 + 2 ø 12	10,05	6,03	8,29
	Inf.	5,96	5,96	5,96	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
V16.1	Sup.	8,33	4,52	4,52	3 ø 16 + 2 ø 12	3 ø 16	3 ø 16	8,29	6,03	6,03
	Inf.	4,52	4,82	8,07	3 ø 16	3 ø 16 + 2 ø 12	3 ø 16 + 2 ø 12	6,03	8,29	8,29
V17.1	Sup.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
	Inf.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
V18.1	Sup.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
	Inf.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52

A. 37 – Armadura longitudinal das vigas (piso 1)_2

Viga	Zona	A _s (Modelo) (cm ²)			A _s (Adoptado)			A _s (Adoptado) (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V19.1	Sup.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
	Inf.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
V20.1	Sup.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
	Inf.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
V21.1	Sup.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V22.1	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V23.1	Sup.	4,52	4,52	4,52	2 ø 20	2 ø 20	2 ø 20	6,28	6,28	6,28
	Inf.	4,52	5,28	5,58	2 ø 16 + 2 ø 12	2 ø 16 + 4 ø 12	2 ø 16 + 4 ø 12	6,28	8,54	8,54
V24.1	Sup.	4,52	19,76	24,52	2 ø 20	8 ø 20	8 ø 20	6,28	25,13	25,13
	Inf.	6,72	4,52	4,52	2 ø 16 + 4 ø 12	2 ø 16 + 4 ø 12	2 ø 16 + 2 ø 12	8,54	8,54	6,28
V25.1	Sup.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V26.1	Sup.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
	Inf.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
V27.1	Sup.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
	Inf.	16,06	16,06	16,06	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20 + 1 ø 16	16,52	16,52	16,52
V28.1	Sup.	4,52	7,76	13,50	2 ø 20 + 1 ø 16	5 ø 20	5 ø 20	8,29	15,71	15,71
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V29.1	Sup.	4,52	9,18	15,04	2 ø 20 + 1 ø 16	3 ø 20	5 ø 20	8,29	9,42	15,71
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V30.1	Sup.	4,52	7,62	13,04	2 ø 20 + 1 ø 16	3 ø 20	5 ø 20	8,29	9,42	15,71
	Inf.	4,52	4,52	4,52	4 ø 12	4 ø 12	4 ø 12	4,52	4,52	4,52
V31.1	Sup.	12,79	12,79	12,79	3 ø 20 + 2 ø 16	3 ø 20 + 2 ø 16	3 ø 20 + 2 ø 16	13,44	13,44	13,44
	Inf.	12,79	12,79	12,79	3 ø 20 + 2 ø 16	3 ø 20 + 2 ø 16	3 ø 20 + 2 ø 16	13,44	13,44	13,44
V32.1	Sup.	12,79	12,79	12,79	3 ø 20 + 2 ø 16	3 ø 20 + 2 ø 16	3 ø 20 + 2 ø 16	13,44	13,44	13,44
	Inf.	12,79	12,79	12,79	3 ø 20 + 2 ø 16	3 ø 20 + 2 ø 16	3 ø 20 + 2 ø 16	13,44	13,44	13,44
V33.1	Sup.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V34.1	Sup.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V35.1	Sup.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V36.1	Sup.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,98	7,98	7,98	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04

A. 38 – Armadura longitudinal das vigas (piso 1)_3

Viga	Zona	A _s (Modelo) (cm ²)			A _s (Adoptado)			A _s (Adoptado) (cm ²)		
		Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim	Inicio	Meio	Fim
V37.1	Sup.	32,95	32,95	32,95	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	35,73	35,73	35,73
	Inf.	32,95	32,95	32,95	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	35,73	35,73	35,73
V38.1	Sup.	32,95	32,95	32,95	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	35,73	35,73	35,73
	Inf.	32,95	32,95	32,95	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	35,73	35,73	35,73
V39.1	Sup.	32,95	32,95	32,95	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	35,73	35,73	35,73
	Inf.	32,95	32,95	32,95	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	35,73	35,73	35,73
V40.1	Sup.	32,95	32,95	32,95	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	35,73	35,73	35,73
	Inf.	32,95	32,95	32,95	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	35,73	35,73	35,73
V41.1	Sup.	32,95	32,95	32,95	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	35,73	35,73	35,73
	Inf.	32,95	32,95	32,95	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	6 ø 25 + 2 ø 20	35,73	35,73	35,73
V42.3	Sup.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
	Inf.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
V43.4	Sup.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
	Inf.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
V44.1	Sup.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
	Inf.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
V45.1	Sup.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
	Inf.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
V46.1	Sup.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
	Inf.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
V47.1	Sup.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82
	Inf.	30,23	30,23	30,23	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	5 ø 25 + 2 ø 20	30,82	30,82	30,82

A. 39 – Armadura longitudinal das vigas (piso 2)_1

Viga	Zona	A _s (Modelo) (cm ²)			A _s (Adoptado)			A _s (Adoptado) (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V1.2	Sup.	23,76	23,76	23,76	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
	Inf.	23,76	23,76	23,76	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
V2.2	Sup.	12,22	12,22	12,22	5 ø 20	5 ø 20	5 ø 20	15,71	15,71	15,71
	Inf.	12,22	12,22	12,22	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
V3.2	Sup.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,41	7,41	7,41	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
V4.2	Sup.	23,76	23,76	23,76	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
	Inf.	23,76	23,76	23,76	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
V5.2	Sup.	23,76	23,76	23,76	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
	Inf.	23,76	23,76	23,76	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
V6.2	Sup.	14,76	12,22	12,22	5 ø 20	5 ø 20	5 ø 20	15,71	15,71	15,71
	Inf.	12,22	12,22	12,42	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
V7.2	Sup.	2,53	2,05	2,05	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	2,05	2,54	2,05	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V8.2	Sup.	2,99	2,05	2,09	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	2,05	2,23	2,05	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V9.2	Sup.	4,29	2,05	2,05	5 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	5,65	3,39	3,39
	Inf.	2,06	2,98	2,66	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V10.2	Sup.	2,05	2,05	2,81	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	2,05	2,78	2,05	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V11.2	Sup.	5,01	2,05	2,05	5 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	5,65	3,39	3,39
	Inf.	2,39	4,04	4,70	3 ø 12	5 ø 12	5 ø 12	3,39	5,65	5,65
V12.2	Sup.	2,05	2,05	3,23	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	2,05	5,65	2,05	5 ø 12	5 ø 12	3 ø 12	5,65	5,65	3,39
V13.2	Sup.	4,07	2,05	2,05	5 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	5,65	3,39	3,39
	Inf.	2,05	2,97	2,54	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V14.2	Sup.	2,13	2,05	3,26	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	2,05	2,78	2,05	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V15.2	Sup.	2,28	2,05	2,12	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	2,05	2,35	2,05	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V16.2	Sup.	3,24	2,05	3,25	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
	Inf.	2,05	3,01	2,05	3 ø 12	3 ø 12	3 ø 12	3,39	3,39	3,39
V17.2	Sup.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V18.2	Sup.	8,09	7,41	9,93	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16 + 2 ø 12	8,29	8,29	10,30
	Inf.	7,41	7,41	7,53	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04

A. 40 – Armadura longitudinal das vigas (piso 2)_2

Viga	Zona	A _s (Modelo) (cm ²)			A _s (Adoptado)			A _s (Adoptado) (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
V19.2	Sup.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V20.2	Sup.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V21.2	Sup.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V22.2	Sup.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V23.2	Sup.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V24.2	Sup.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
	Inf.	7,41	7,41	7,41	4 ø 16	4 ø 16	4 ø 16	8,04	8,04	8,04
V25.2	Sup.	23,76	23,76	23,76	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
	Inf.	23,76	23,76	23,76	5 ø 25	5 ø 25	5 ø 25	24,52	24,52	24,52
V26.2	Sup.	8,37	14,36	18,53	6 ø 20	6 ø 20	6 ø 20	18,85	18,85	18,85
	Inf.	8,37	8,37	8,90	3 ø 20	3 ø 20	3 ø 20	9,42	9,42	9,42
V27.2	Sup.	25,14	15,35	9,88	8 ø 20	6 ø 20	2 ø 20 + 2 ø 16	25,13	18,85	10,30
	Inf.	11,97	9,88	9,88	4 ø 20	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	12,57	10,30	10,30
V28.2	Sup.	9,88	9,88	9,88	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	10,30	10,30	10,30
	Inf.	9,88	9,88	9,88	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	10,30	10,30	10,30
V29.2	Sup.	9,88	9,88	9,88	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	10,30	10,30	10,30
	Inf.	9,88	10,95	11,47	2 ø 20 + 2 ø 16	4 ø 20	4 ø 20	10,30	12,57	12,57
V30.2	Sup.	9,88	9,88	9,88	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	10,30	10,30	10,30
	Inf.	11,10	11,03	9,88	4 ø 20	4 ø 20	2 ø 20 + 2 ø 16	12,31	12,31	10,30
V31.2	Sup.	9,88	9,88	9,88	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	10,30	10,30	10,30
	Inf.	9,88	9,88	9,88	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	10,30	10,30	10,30
V32.2	Sup.	9,88	9,88	9,88	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	10,30	10,30	10,30
	Inf.	9,88	9,88	9,88	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	2 ø 20 + 2 ø 16	10,30	10,30	10,30
V33.2	Sup.	8,37	8,37	8,37	3 ø 20	3 ø 20	3 ø 20	9,42	9,42	9,42
	Inf.	8,37	8,37	8,37	3 ø 20	3 ø 20	3 ø 20	9,42	9,42	9,42

Armadura Transversal

A. 41 – Armadura transversal das vigas (piso 0)_1

Viga	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)			A _s /s (Adoptado)					A _s /m (Adoptado) (cm ² /m)				
	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica
V1.0	5,50	5,70	5,80	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	6,70	6,70	10,06
V2.0 (1)	6,30	6,10	7,60	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	10,06	6,70	10,06	10,06
V2.0 (2)	4,40	5,50	5,70	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	6,70	6,70	10,06
V3.0	5,20	4,20	4,20	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	5,02	5,02	5,02	10,06
V4.0	6,30	6,10	5,60	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	6,70	6,70	10,06
V5.0	6,30	4,30	6,20	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	5,02	6,70	10,06
V6.0	6,30	4,30	6,20	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	5,02	6,70	10,06
V7.0	6,20	4,40	6,40	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	5,02	6,70	10,06
V8.0	6,20	4,40	6,40	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	5,02	6,70	10,06
V9.0	4,10	4,00	3,60	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V10.0	2,00	2,00	2,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V11.0	2,00	2,00	2,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V12.0	2,00	2,00	2,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V13.0	2,00	2,00	2,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V14.0	2,00	2,00	2,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V15.0	2,00	2,00	2,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V16.0	2,00	2,00	2,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V17.0	3,00	3,00	3,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V18.0	7,80	7,70	5,10	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	8,04	8,04	6,70	10,06
V19.0	4,70	5,10	5,40	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	5,02	5,02	5,02	10,06
V20.0	4,30	5,10	5,20	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	5,02	5,02	5,02	10,06

A. 42 – Armadura transversal das vigas (piso 0)_2

Viga	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)			A _s /s (Adoptado)					A _s /m (Adoptado) (cm ² /m)				
	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica
V21.0	7,70	7,50	5,10	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	8,04	8,04	6,70	10,06
V22.0	5,70	5,60	5,70	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	6,70	6,70	10,06
V23.0	5,50	6,80	6,90	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	6,70	6,70	10,06
V24.0	7,90	7,70	5,40	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	8,04	8,04	6,70	10,06
V25.0	5,90	5,20	5,40	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	5,02	6,70	10,06
V26.0	7,80	7,60	5,20	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	8,04	8,04	6,70	10,06
V27.0	6,20	5,20	5,40	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	5,02	6,70	10,06
V28.0	7,80	7,60	5,20	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	8,04	8,04	6,70	10,06
V29.0	6,00	5,20	5,40	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	5,02	6,70	10,06
V30.0	7,70	7,60	5,10	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	8,04	8,04	6,70	10,06
V31.0	4,70	5,70	5,90	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	5,02	6,70	6,70	10,06
V32.0	5,30	5,20	4,50	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	6,70	5,02	10,06
V33.0	2,00	2,00	2,90	ø 8 // 0.75 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.75 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V34.0	2,90	2,80	2,90	ø 8 // 0.75 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.75 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V35.0	2,80	2,00	2,80	ø 8 // 0.75 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.75 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30

A. 43 – Armadura transversal das vigas (piso 1)_1

Viga	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)			A _s /s (Adoptado)					A _s /m (Adoptado) (cm ² /m)				
	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica
V1.1	3,00	3,00	3,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V2.1	3,00	3,00	3,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V3.1	3,00	3,00	4,40	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V4.1	3,90	3,00	3,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	4,02	4,02	10,06
V5.1	4,60	4,30	4,80	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	10,06	5,02	5,02	5,02	10,06
V6.1	4,80	4,20	4,60	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04
V7.1	4,70	4,20	4,70	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04
V8.1	4,60	4,40	4,90	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04
V9.1	4,90	4,30	4,50	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04
V10.1	4,50	6,20	6,30	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	6,70	6,70	6,70	13,30
V11.1	3,00	3,00	5,30	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	4,02	4,02	6,70	8,04
V12.1	5,80	5,50	4,80	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	6,70	5,02	10,06
V13.1 (1)	3,90	3,90	3,36	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	10,06	4,02	10,06	10,06
V13.1 (2)	3,32	5,52	5,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	5,02	5,02	5,02	10,06
V14.1 (1)	8,40	7,80	7,60	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	10,06	10,06	10,06	10,06
V14.1 (2)	7,90	10,10	10,07	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.15 , 2 r	ø 10 // 0.15 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	15,70	10,48	10,48	15,70	15,70
V15.1	5,80	4,80	7,20	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	5,02	8,04	10,06
V16.1	12,80	12,50	10,60	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	13,30	13,30	13,30	13,30
V17.1	8,10	9,60	10,40	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	8,04	8,04	10,06	13,30	13,30
V18.1	9,60	8,80	8,80	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	10,60	10,06	10,06	10,06
V19.1	9,00	8,60	9,40	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	10,60	10,06	10,06	10,06
V20.1	9,60	8,90	8,50	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	10,60	10,06	10,06	10,06

A. 44 – Armadura transversal das vigas (piso 1)_2

Viga	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)			A _s /s (Adoptado)					A _s /m (Adoptado) (cm ² /m)				
	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica
V21.1	5,40	4,80	4,20	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	6,70	5,02	5,02	8,04
V22.1	4,60	5,90	6,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	5,02	6,70	6,70	10,06
V23.1	5,20	5,20	4,40	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	5,02	5,02	5,02	10,06
V24.1	16,30	14,20	14,30	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	20,94	20,94	15,70	15,70	15,70
V25.1	5,80	6,30	6,50	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	6,70	6,70	6,70	10,06
V26.1	25,70	25,60	25,30	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	31,41	31,41	31,41	31,41	31,41
V27.1	21,10	21,80	21,90	ø 10 // 0.10 , 3 r	ø 10 // 0.10 , 3 r	ø 10 // 0.10 , 3 r	ø 10 // 0.10 , 3 r	ø 10 // 0.10 , 3 r	23,55	23,55	23,55	23,55	23,55
V28.1	3,00	5,70	6,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	6,70	6,70	10,06
V29.1	3,00	5,50	5,90	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	6,70	6,70	10,06
V30.1	3,00	5,40	5,70	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	4,02	6,70	6,70	10,06
V31.1	20,00	20,10	20,20	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	20,94	20,94	20,94	20,94	20,94
V32.1	6,70	8,30	8,50	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	10,06	10,06	10,06	10,06
V33.1	12,40	12,90	13,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	12,30	13,30	13,30	13,30	13,30
V34.1	5,40	5,70	6,00	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	6,70	6,70	6,70	8,04
V35.1	5,30	4,60	4,90	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04
V36.1	18,30	18,20	17,90	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	20,94	20,94	20,94	20,94	20,94
V37.1	17,80	18,20	19,30	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	20,12	20,12	20,12	20,12	20,12
V38.1	16,80	16,50	17,70	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	20,12	20,12	20,12	20,12	20,12
V39.1	17,30	16,20	17,40	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	20,12	20,12	20,12	20,12	20,12
V40.1	17,40	16,20	17,30	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	20,12	20,12	20,12	20,12	20,12

A. 45 – Armadura transversal das vigas (piso 1)_3

Viga	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)			A _s /s (Adoptado)					A _s /m (Adoptado) (cm ² /m)				
	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica
V41.1	17,50	16,30	17,00	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	20,12	20,12	20,12	20,12	20,12
V42.1	15,10	15,90	16,30	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	16,08	16,08	16,08	16,08	16,08
V43.1	17,00	16,60	16,70	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	20,12	20,12	20,12	20,12	20,12
V44.1	15,50	14,70	15,70	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	16,08	16,08	16,08	16,08	16,08
V45.1	15,60	14,70	15,50	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	16,08	16,08	16,08	16,08	16,08
V46.1	15,70	14,70	15,40	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	ø 8 // 0.125 , 4 r	16,08	16,08	16,08	16,08	16,08
V47.1	16,60	17,00	17,10	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	20,12	20,12	20,12	20,12	20,12

A. 46 – Armadura transversal das vigas (piso 2)_1

Viga	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)			A _s /s (Adoptado)					A _s /m (Adoptado) (cm ² /m)				
	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica
V1.2	7,80	7,70	8,10	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	8,04	8,04	8,04	8,04
V2.2	14,80	15,10	15,40	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70
V3.2	9,70	9,50	8,90	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	10,06	10,06	10,06	10,06
V4.2	21,10	22,00	22,20	ø 10 // 0.10 , 3 r	ø 10 // 0.10 , 3 r	ø 10 // 0.10 , 3 r	ø 10 // 0.10 , 3 r	ø 10 // 0.10 , 3 r	23,55	23,55	23,55	23,55	23,55
V5.2	13,40	12,90	12,70	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70
V6.2	30,90	23,00	18,30	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	31,41	31,41	31,41	31,41	31,41
V7.2	2,00	2,00	3,50	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V8.2	4,50	2,00	2,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V9.2	3,20	2,00	3,30	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V10.2	3,70	2,00	2,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V11.2	3,90	3,00	3,70	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V12.2	3,40	2,00	2,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V13.2	3,10	2,00	3,20	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V14.2	3,80	2,00	2,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V15.2	2,00	2,00	3,50	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V16.2	4,60	2,00	2,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	13,30	5,02	5,02	5,02	13,30
V17.2	4,40	5,00	5,90	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	6,70	8,04
V18.2	6,10	5,30	5,50	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	6,70	5,02	6,70	8,04
V19.2	4,20	4,60	5,40	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04
V20.2	4,90	4,50	5,20	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04

A. 47 – Armadura transversal das vigas (piso 2)_2

Viga	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)			A _s /s (Adoptado)					A _s /m (Adoptado) (cm ² /m)				
	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica	Zona Crítica	Início	Meio	Fim	Zona Crítica
V21.2	5,10	4,40	5,20	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04
V22.2	5,20	4,40	5,00	ø 8 // 0.125, 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04
V23.2	5,10	4,40	5,10	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04
V24.2	5,30	4,60	4,30	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	5,02	5,02	5,02	8,04
V25.2	27,60	27,70	27,80	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	ø 10 // 0.075 , 3 r	31,41	31,41	31,41	31,41	31,41
V26.2	16,50	17,70	17,80	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	20,94	20,94	20,94	20,94	20,94
V27.2	12,30	11,60	9,60	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70
V28.2	6,60	5,90	5,90	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	6,70	6,70	6,70	8,04
V29.2	6,80	60,00	60,00	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	6,70	6,70	6,70	8,04
V30.2	6,00	5,60	6,50	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	6,70	6,70	6,70	8,04
V31.2	5,40	6,40	7,20	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	6,70	6,70	8,04	8,04
V32.2	5,30	6,20	6,90	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.15 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	8,04	6,70	6,70	8,04	8,04
V33.2	9,70	9,60	9,70	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	10,06	10,06	10,06	10,06	10,06

Taxa de Armadura das Vigas

A. 48 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas (piso 0)_1

Viga	A _c (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
V1.0	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V2.0 (1)	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V2.0 (2)	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V3.0	0,135	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V4.0	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V5.0	0,150	Sup.	6,030	0,004	6,030	0,004	6,030	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V6.0	0,150	Sup.	6,030	0,004	6,030	0,004	6,030	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V7.0	0,150	Sup.	6,030	0,004	6,030	0,004	6,030	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V8.0	0,150	Sup.	6,030	0,004	6,030	0,004	6,030	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V9.0	0,070	Sup.	2,360	0,003	2,360	0,003	2,360	0,003
		Inf.	2,360	0,003	2,360	0,003	2,360	0,003
V10.0	0,100	Sup.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
		Inf.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
V11.0	0,100	Sup.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
		Inf.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
V12.0	0,100	Sup.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
		Inf.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
V13.0	0,100	Sup.	3,390	0,004	3,390	0,003	3,390	0,003
		Inf.	3,390	0,004	3,390	0,003	3,390	0,003
V14.0	0,100	Sup.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
		Inf.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
V15.0	0,100	Sup.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
		Inf.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
V16.0	0,100	Sup.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
		Inf.	3,390	0,003	3,390	0,003	3,390	0,003
V17.0	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V18.0	0,150	Sup.	10,300	0,007	10,300	0,007	6,280	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003

A. 49 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas (piso 0)_2

Viga	A _c (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
V19.0	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	6,280	0,004	6,280	0,004	6,280	0,004
V20.0	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	6,280	0,004	6,280	0,004	8,540	0,006
V21.0	0,150	Sup.	10,300	0,007	10,300	0,007	6,280	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V22.0	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V23.0	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V24.0	0,150	Sup.	10,300	0,007	10,300	0,007	6,280	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V25.0	0,150	Sup.	7,410	0,005	5,150	0,004	5,150	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V26.0	0,150	Sup.	10,300	0,007	10,300	0,007	6,280	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V27.0	0,150	Sup.	7,410	0,005	5,150	0,003	5,150	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V28.0	0,150	Sup.	10,300	0,007	10,300	0,007	6,280	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V29.0	0,150	Sup.	7,410	0,005	5,150	0,003	5,150	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V30.0	0,150	Sup.	10,300	0,007	10,300	0,007	6,280	0,004
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V31.0	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V32.0	0,150	Sup.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
		Inf.	4,520	0,003	4,520	0,003	4,520	0,003
V33.0	0,070	Sup.	2,360	0,003	2,360	0,003	2,360	0,003
		Inf.	2,360	0,003	2,360	0,003	2,360	0,003
V34.0	0,070	Sup.	2,360	0,003	2,360	0,003	2,360	0,003
		Inf.	2,360	0,003	2,360	0,003	2,360	0,003
V35.0	0,070	Sup.	2,360	0,003	2,360	0,003	2,360	0,003
		Inf.	2,360	0,003	2,360	0,003	2,360	0,003

A. 50 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas (piso 1)_1

Viga	A _c (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
V1.1	0,150	Sup.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V2.1	0,150	Sup.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V3.1	0,15	Sup.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V4.1	0,150	Sup.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V5.1	0,255	Sup.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
		Inf.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
V6.1	0,255	Sup.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
		Inf.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
V7.1	0,255	Sup.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
		Inf.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
V8.1	0,255	Sup.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
		Inf.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
V9.1	0,255	Sup.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
		Inf.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
V10.1	0,105	Sup.	3,39	0,003	3,39	0,003	3,39	0,003
		Inf.	3,39	0,003	3,39	0,003	3,39	0,003
V11.1	0,195	Sup.	6,03	0,003	6,03	0,003	6,03	0,003
		Inf.	6,03	0,003	6,03	0,003	6,03	0,003
V12.1	0,150	Sup.	6,03	0,004	6,03	0,004	6,03	0,004
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V13.1 (1)	0,150	Sup.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V13.1 (2)	0,150	Sup.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V14.1 (1)	0,195	Sup.	6,03	0,003	6,03	0,003	6,03	0,003
		Inf.	6,03	0,003	6,03	0,003	6,03	0,003
V14.1 (2)	0,195	Sup.	6,03	0,003	6,03	0,003	6,03	0,005
		Inf.	6,03	0,003	6,03	0,003	10,05	0,003
V15.1	0,195	Sup.	10,05	0,005	6,03	0,003	8,29	0,004
		Inf.	6,03	0,003	6,03	0,003	6,03	0,003
V16.1	0,150	Sup.	8,29	0,006	6,03	0,004	6,03	0,004
		Inf.	6,03	0,004	8,29	0,006	8,29	0,006
V17.1	0,510	Sup.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
		Inf.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
V18.1	0,510	Sup.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
		Inf.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003

A. 51 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas (piso 1)_2

Viga	A _c (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
V19.1	0,510	Sup.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
		Inf.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
V20.1	0,510	Sup.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
		Inf.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
V21.1	0,255	Sup.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
		Inf.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
V22.1	0,150	Sup.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V23.1	0,150	Sup.	6,28	0,004	6,28	0,004	6,28	0,004
		Inf.	6,28	0,004	8,54	0,006	8,54	0,006
V24.1	0,150	Sup.	6,28	0,004	25,13	0,017	25,13	0,017
		Inf.	8,54	0,006	8,54	0,006	6,28	0,004
V25.1	0,150	Sup.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V26.1	0,510	Sup.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
		Inf.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
V27.1	0,510	Sup.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
		Inf.	16,52	0,003	16,52	0,003	16,52	0,003
V28.1	0,150	Sup.	8,29	0,006	15,71	0,010	15,71	0,010
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V29.1	0,150	Sup.	8,29	0,006	9,42	0,006	15,71	0,010
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V30.1	0,150	Sup.	8,29	0,006	9,42	0,006	15,71	0,010
		Inf.	4,52	0,003	4,52	0,003	4,52	0,003
V31.1	0,405	Sup.	13,44	0,003	13,44	0,003	13,44	0,003
		Inf.	13,44	0,003	13,44	0,003	13,44	0,003
V32.1	0,405	Sup.	13,44	0,003	13,44	0,003	13,44	0,003
		Inf.	13,44	0,003	13,44	0,003	13,44	0,003
V33.1	0,255	Sup.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
		Inf.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
V34.1	0,255	Sup.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
		Inf.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
V35.1	0,255	Sup.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
		Inf.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
V36.1	0,255	Sup.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003
		Inf.	8,04	0,003	8,04	0,003	8,04	0,003

A. 52 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas (piso 1)_3

Viga	A _c (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
V37.1	0,925	Sup.	35,73	0,004	35,73	0,004	35,73	0,004
		Inf.	35,73	0,004	35,73	0,004	35,73	0,004
V38.1	0,925	Sup.	35,73	0,004	35,73	0,004	35,73	0,004
		Inf.	35,73	0,004	35,73	0,004	35,73	0,004
V39.1	0,925	Sup.	35,73	0,004	35,73	0,004	35,73	0,004
		Inf.	35,73	0,004	35,73	0,004	35,73	0,004
V40.1	0,925	Sup.	35,73	0,004	35,73	0,004	35,73	0,004
		Inf.	35,73	0,004	35,73	0,004	35,73	0,004
V41.1	0,925	Sup.	35,73	0,004	35,73	0,004	35,73	0,004
		Inf.	35,73	0,004	35,73	0,004	35,73	0,004
V42.1	0,850	Sup.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
		Inf.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
V43.1	0,850	Sup.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
		Inf.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
V44.1	0,850	Sup.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
		Inf.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
V45.1	0,850	Sup.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
		Inf.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
V46.1	0,850	Sup.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
		Inf.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
V47.1	0,850	Sup.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004
		Inf.	30,82	0,004	30,82	0,004	30,82	0,004

A. 53 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas (pisos 2)_1

Viga	A _c (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
V1.2	0,750	Sup.	24,520	0,003	24,520	0,003	24,520	0,003
		Inf.	24,520	0,003	24,520	0,003	24,520	0,003
V2.2	0,390	Sup.	15,710	0,004	15,710	0,004	15,710	0,004
		Inf.	24,520	0,006	24,520	0,0076	24,520	0,006
V3.2	0,240	Sup.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
		Inf.	24,520	0,010	24,520	0,010	24,520	0,010
V4.2	0,750	Sup.	24,520	0,003	24,520	0,003	24,520	0,003
		Inf.	24,520	0,003	24,520	0,003	24,520	0,003
V5.2	0,750	Sup.	24,520	0,003	24,520	0,003	24,520	0,003
		Inf.	24,520	0,003	24,520	0,003	24,520	0,003
V6.2	0,390	Sup.	15,710	0,004	15,710	0,004	15,710	0,004
		Inf.	24,520	0,006	24,520	0,006	24,520	0,006
V7.2	0,070	Sup.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
		Inf.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
V8.2	0,070	Sup.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
		Inf.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
V9.2	0,070	Sup.	5,650	0,008	3,390	0,005	3,390	0,005
		Inf.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
V10.2	0,070	Sup.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
		Inf.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
V11.2	0,070	Sup.	5,650	0,008	3,390	0,005	3,390	0,005
		Inf.	3,390	0,005	5,650	0,008	5,650	0,008
V12.2	0,070	Sup.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
		Inf.	5,650	0,008	5,650	0,008	3,390	0,005
V13.2	0,070	Sup.	5,650	0,008	3,390	0,005	3,390	0,005
		Inf.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
V14.2	0,070	Sup.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
		Inf.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
V15.2	0,070	Sup.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
		Inf.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
V16.2	0,070	Sup.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
		Inf.	3,390	0,005	3,390	0,005	3,390	0,005
V17.2	0,240	Sup.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
		Inf.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
V18.2	0,240	Sup.	8,290	0,003	8,290	0,003	10,300	0,004
		Inf.	8,040	0,003	8,040	0,004	8,040	0,003

A. 54 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas (pisos 2)_2

Viga	A _c (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
V19.2	0,240	Sup.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
		Inf.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
V20.2	0,240	Sup.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
		Inf.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
V21.2	0,240	Sup.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
		Inf.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
V22.2	0,240	Sup.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
		Inf.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
V23.2	0,240	Sup.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
		Inf.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,004
V24.2	0,240	Sup.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
		Inf.	8,040	0,003	8,040	0,003	8,040	0,003
V25.2	0,750	Sup.	24,520	0,003	24,520	0,003	24,520	0,003
		Inf.	24,520	0,003	24,520	0,003	24,520	0,003
V26.2	0,270	Sup.	18,850	0,007	18,850	0,007	18,850	0,007
		Inf.	9,420	0,003	9,420	0,003	9,420	0,003
V27.2	0,300	Sup.	25,130	0,008	18,850	0,006	10,300	0,003
		Inf.	12,570	0,004	10,300	0,003	10,300	0,003
V28.2	0,320	Sup.	10,300	0,003	10,300	0,003	10,300	0,003
		Inf.	10,300	0,003	10,300	0,003	10,300	0,003
V29.2	0,320	Sup.	10,300	0,003	10,300	0,003	10,300	0,003
		Inf.	10,300	0,003	12,570	0,004	12,570	0,004
V30.2	0,320	Sup.	10,300	0,003	10,300	0,003	10,300	0,003
		Inf.	12,310	0,004	12,310	0,004	10,300	0,003
V31.2	0,320	Sup.	10,300	0,003	10,300	0,003	10,300	0,003
		Inf.	10,300	0,003	10,300	0,003	10,300	0,003
V32.2	0,320	Sup.	10,300	0,003	10,300	0,003	10,300	0,003
		Inf.	10,300	0,003	10,300	0,003	10,300	0,003
V33.2	0,270	Sup.	9,420	0,003	9,420	0,003	9,420	0,003
		Inf.	9,420	0,003	9,420	0,003	9,420	0,003

Anexo 9 – Comprimentos das Zonas Críticas e Espaçamentos Máximos das Armaduras Transversais nos Pilares

Comprimentos das zonas críticas nos pilares

A. 55 – Comprimentos das zonas críticas dos pilares (pisos -1)

Piso -1							
Pilar	hc (m)	lcl (m)	0,45 (m)	lcr' (m)	lcl/hc	lcr (m)	Zona Crítica - Total da Extensão
P1	1,00	3,35	0,45	1,00	3,35	1,00	Parcial
P2	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P3	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P4	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P5	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P6	1,00	3,35	0,45	1,00	3,35	1,00	Parcial
P7	0,30	3,35	0,45	0,56	11,17	0,56	Parcial
P8	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P9	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P10	1,20	3,35	0,45	1,20	2,79	3,35	Total
P11	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P12	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P13	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P14	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P15	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P16	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P17	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P18	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P19	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P20	0,20	3,35	0,45	0,56	16,75	0,56	Parcial
P21	0,20	3,35	0,45	0,56	16,75	0,56	Parcial
P22	0,20	3,35	0,45	0,56	16,75	0,56	Parcial
P47	0,30	3,35	0,45	0,56	11,17	0,56	Parcial

A. 56 – Comprimentos das zonas críticas dos pilares (pisos 0)

Piso 0							
Pilar	hc (m)	lcl (m)	0,45 (m)	lcr' (m)	lcl/hc	lcr (m)	Zona Crítica - Total da Extensão
P1	1,00	4,55	0,45	1,00	4,55	1,00	Parcial
P2	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P3	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P4	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P5	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P6	0,30	4,55	0,45	0,76	15,00	0,76	Parcial
P7	0,30	4,70	0,45	0,78	15,67	0,78	Parcial
P8	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P9	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P10	1,20	3,35	0,45	1,20	2,79	3,35	Total
P11	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P12	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P13	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P14	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P15	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P16	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P17	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P18	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P19	1,50	3,35	0,45	1,50	2,23	3,35	Total
P23	0,40	1,90	0,45	0,45	4,75	0,45	Parcial
P24	0,40	1,30	0,45	0,45	3,25	0,45	Parcial
P25	0,40	0,70	0,45	0,45	1,75	0,70	Total
P26	0,40	0,10	0,45	0,45	0,25	0,10	Total
P28	0,30	4,55	0,45	0,76	15,17	0,76	Parcial
P29	0,30	4,55	0,45	0,76	15,00	0,76	Parcial
P30	0,30	4,55	0,45	0,76	15,17	0,76	Parcial
P31	0,30	3,35	0,45	0,56	11,17	0,56	Parcial
P32	0,30	3,35	0,45	0,56	11,17	0,56	Parcial
P33	0,30	3,35	0,45	0,56	11,17	0,56	Parcial
P34	0,30	3,35	0,45	0,56	11,17	0,56	Parcial
P35	0,30	3,35	0,45	0,56	11,17	0,56	Parcial
P36	1,00	3,35	0,45	1,00	3,35	1,00	Parcial
P37	0,30	2,30	0,45	0,45	7,67	0,45	Parcial
P38	0,30	1,90	0,45	0,45	6,33	0,45	Parcial
P39	0,30	1,50	0,45	0,45	5,00	0,45	Parcial
P40	0,30	1,20	0,45	0,45	4,00	0,45	Parcial
P41	0,30	3,85	0,45	0,64	12,83	0,64	Parcial
P42	0,30	3,85	0,45	0,64	12,83	0,64	Parcial
P43	0,30	3,85	0,45	0,64	12,83	0,64	Parcial
P44	0,30	3,85	0,45	0,64	12,83	0,64	Parcial
P45	0,30	3,85	0,45	0,64	12,83	0,64	Parcial
P47	0,30	2,30	0,45	0,45	7,67	0,45	Parcial

A. 57 – Comprimentos das zonas críticas dos pilares (pisos 1)

Piso 1							
Pilar	hc (m)	lcl (m)	0,45 (m)	l_{cr} (m)	l_{cl}/h_c	l_{cr} (m)	Zona Crítica - Total da Extensão
P2	0,35	2,75	0,45	0,46	7,86	0,46	Parcial
P3	0,50	2,75	0,45	0,50	5,50	0,50	Parcial
P4	0,30	2,85	0,45	0,48	9,50	0,48	Parcial
P5	0,80	2,75	0,45	0,80	3,44	0,80	Parcial
P7	0,30	2,85	0,45	0,48	9,50	0,48	Parcial
P8	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial
P9	0,80	2,75	0,45	0,80	3,44	0,80	Parcial
P23	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial
P24	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial
P25	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial
P26	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial
P27	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial
P46	0,30	2,75	0,45	0,46	9,17	0,46	Parcial
P47	0,30	2,75	0,45	0,46	9,17	0,46	Parcial
P48	0,40	2,85	0,45	0,48	7,13	0,48	Parcial
P49	0,40	2,85	0,45	0,48	7,13	0,48	Parcial
P50	0,40	2,85	0,45	0,48	7,13	0,48	Parcial
P51	0,40	2,85	0,45	0,48	7,13	0,48	Parcial
P52	0,40	2,85	0,45	0,48	7,13	0,48	Parcial
P53	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial
P54	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial
P55	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial
P56	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial
P57	0,40	2,75	0,45	0,46	6,88	0,46	Parcial

Espaçamento longitudinal máximo das armaduras transversais nos pilares nas zonas críticas

A. 58 – Espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas dos pilares (pisos -1)

Piso -1				
Pilar	b _o (m)	d _{bl} (mm)	175 mm	s (m)
P1	0,22	16	175	0,11
P2	0,42	20	175	0,16
P3	0,42	20	175	0,16
P4	0,42	20	175	0,16
P5	0,42	20	175	0,16
P6	0,22	16	175	0,11
P7	0,22	16	175	0,11
P8	0,42	20	175	0,16
P9	0,42	20	175	0,16
P10	0,42	20	175	0,16
P11	0,42	20	175	0,16
P12	0,42	20	175	0,16
P13	0,42	20	175	0,16
P14	0,42	20	175	0,16
P15	0,42	20	175	0,16
P16	0,42	20	175	0,16
P17	0,42	20	175	0,16
P18	0,42	20	175	0,16
P19	0,42	20	175	0,16
P20	0,12	10	175	0,08
P21	0,12	10	175	0,08
P22	0,12	10	175	0,08
P47	0,22	16	175	0,11

A. 59 – Espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas dos pilares (pisos 0)

Piso 0										
Pilar	b ₀ (m)	d _{bl} (mm)	175 mm	s (m)		Pilar	b ₀ (m)	d _{bl} (mm)	175 mm	s (m)
P1	0,22	16	175	0,11		P25	0,22	16	175	0,11
P2	0,42	20	175	0,16		P26	0,22	20	175	0,11
P3	0,42	20	175	0,16		P28	0,22	20	175	0,11
P4	0,42	20	175	0,16		P29	0,22	12	175	0,10
P5	0,42	20	175	0,16		P30	0,22	12	175	0,10
P6	0,22	16	175	0,11		P31	0,22	12	175	0,10
P7	0,22	16	175	0,11		P32	0,22	12	175	0,10
P8	0,42	20	175	0,16		P33	0,22	12	175	0,10
P9	0,42	20	175	0,16		P34	0,22	12	175	0,10
P10	0,42	20	175	0,16		P35	0,22	12	175	0,10
P11	0,42	20	175	0,16		P36	0,22	16	175	0,11
P12	0,42	20	175	0,16		P37	0,22	16	175	0,11
P13	0,42	20	175	0,16		P38	0,22	16	175	0,11
P14	0,42	20	175	0,16		P39	0,22	16	175	0,11
P15	0,42	20	175	0,16		P40	0,22	12	175	0,10
P16	0,42	20	175	0,16		P41	0,22	12	175	0,10
P17	0,42	20	175	0,16		P42	0,22	12	175	0,10
P18	0,42	20	175	0,16		P43	0,22	12	175	0,10
P19	0,42	20	175	0,16		P44	0,22	12	175	0,10
P23	0,22	16	175	0,11		P45	0,22	12	175	0,10
P24	0,22	20	175	0,11		P47	0,22	16	175	0,11

A. 60 – Espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas dos pilares (piso 1)

Piso 1				
Pilar	b_o (m)	d_{bl} (m)	175 mm	s (m)
P2	0,22	12	175	0,10
P3	0,22	16	175	0,11
P4	0,22	12	175	0,10
P5	0,22	20	175	0,11
P7	0,22	16	175	0,11
P8	0,22	16	175	0,11
P9	0,22	20	175	0,11
P23	0,22	16	175	0,11
P24	0,22	20	175	0,11
P25	0,22	16	175	0,11
P26	0,22	20	175	0,11
P27	0,22	16	175	0,11
P46	0,22	16	175	0,11
P47	0,22	16	175	0,11
P48	0,12	12	175	0,08
P49	0,12	12	175	0,08
P50	0,12	12	175	0,08
P51	0,12	12	175	0,08
P52	0,12	12	175	0,08
P53	0,32	20	175	0,16
P54	0,32	16	175	0,13
P55	0,32	16	175	0,13
P56	0,32	16	175	0,13
P57	0,32	20	175	0,16

Espaçamento longitudinal máximo das armaduras transversais nos pilares fora das zonas críticas

A. 61 – Espaçamento longitudinal máximo das armaduras transversais ao longo do pilar (piso -1)

Espaçamento Longitudinal máximo ($s_{l,max}$) (Piso -1)				
Pilar	20X$\phi_{long,min}$ (mm)	b (mm)	400 mm	$s_{l,max}$ (m)
P1	320,00	300,00	400,00	0,30
P2	400,00	500,00	400,00	0,40
P3	400,00	500,00	400,00	0,40
P4	400,00	500,00	400,00	0,40
P5	400,00	500,00	400,00	0,40
P6	320,00	300,00	400,00	0,30
P7	320,00	300,00	400,00	0,30
P8	400,00	500,00	400,00	0,40
P9	400,00	500,00	400,00	0,40
P10	400,00	500,00	400,00	0,40
P11	400,00	500,00	400,00	0,40
P12	400,00	500,00	400,00	0,40
P13	400,00	500,00	400,00	0,40
P14	400,00	500,00	400,00	0,40
P15	400,00	500,00	400,00	0,40
P16	400,00	500,00	400,00	0,40
P17	400,00	500,00	400,00	0,40
P18	400,00	500,00	400,00	0,40
P19	400,00	500,00	400,00	0,40
P20	200,00	200,00	400,00	0,20
P21	200,00	200,00	400,00	0,20
P22	200,00	200,00	400,00	0,20
P47	320,00	300,00	400,00	0,30

A. 62 – Espaçamento longitudinal máximo das armaduras transversais ao longo do pilar (piso 0)

Espaçamento Longitudinal máximo ($s_{l,max}$) (Piso 0)				
Pilar	20X$\phi_{long,min}$ (mm)	b (mm)	400 mm	$s_{l,max}$ (m)
P1	320,00	300,00	400,00	0,30
P2	400,00	500,00	400,00	0,40
P3	400,00	500,00	400,00	0,40
P4	400,00	500,00	400,00	0,40
P5	400,00	500,00	400,00	0,40
P6	320,00	303,30	400,00	0,30
P7	320,00	300,00	400,00	0,30
P8	400,00	500,00	400,00	0,40
P9	400,00	500,00	400,00	0,40
P10	400,00	500,00	400,00	0,40
P11	400,00	500,00	400,00	0,40
P12	400,00	500,00	400,00	0,40
P13	400,00	500,00	400,00	0,40
P14	400,00	500,00	400,00	0,40
P15	400,00	500,00	400,00	0,40
P16	400,00	500,00	400,00	0,40
P17	400,00	500,00	400,00	0,40
P18	400,00	500,00	400,00	0,40
P19	400,00	500,00	400,00	0,40
P23	320,00	300,00	400,00	0,30
P24	400,00	300,00	400,00	0,30
P25	320,00	300,00	400,00	0,30
P26	400,00	300,00	400,00	0,30
P28	400,00	300,00	400,00	0,30
P29	240,00	303,30	400,00	0,24
P30	240,00	300,00	400,00	0,24
P31	240,00	300,00	400,00	0,24
P32	240,00	300,00	400,00	0,24
P33	240,00	300,00	400,00	0,24
P34	240,00	300,00	400,00	0,24
P35	240,00	300,00	400,00	0,24
P36	320,00	300,00	400,00	0,30
P37	320,00	300,00	400,00	0,30
P38	320,00	300,00	400,00	0,30
P39	320,00	300,00	400,00	0,30
P40	240,00	300,00	400,00	0,24
P41	240,00	300,00	400,00	0,24
P42	240,00	300,00	400,00	0,24
P43	240,00	300,00	400,00	0,24
P44	240,00	300,00	400,00	0,24
P45	240,00	300,00	400,00	0,24
P47	320,00	300,00	400,00	0,30

A. 63 – Espaçamento longitudinal máximo das armaduras transversais ao longo do pilar (piso 1)

Espaçamento Longitudinal máximo ($s_{l,max}$) (Piso 1)				
Pilar	20X$\phi_{long,min}$ (mm)	b (mm)	400 mm	$s_{l,max}$ (m)
P2	240,00	300,00	400,00	0,24
P3	320,00	300,00	400,00	0,30
P4	240,00	300,00	400,00	0,24
P5	400,00	300,00	400,00	0,30
P7	320,00	300,00	400,00	0,30
P8	320,00	300,00	400,00	0,30
P9	400,00	300,00	400,00	0,30
P23	320,00	300,00	400,00	0,30
P24	400,00	300,00	400,00	0,30
P25	320,00	300,00	400,00	0,30
P26	400,00	300,00	400,00	0,30
P27	320,00	300,00	400,00	0,30
P46	320,00	300,00	400,00	0,30
P47	320,00	300,00	400,00	0,30
P48	240,00	200,00	400,00	0,20
P49	240,00	200,00	400,00	0,20
P50	240,00	200,00	400,00	0,20
P51	240,00	200,00	400,00	0,20
P52	240,00	200,00	400,00	0,20
P53	400,00	400,00	400,00	0,40
P54	320,00	400,00	400,00	0,32
P55	320,00	400,00	400,00	0,32
P56	320,00	400,00	400,00	0,32
P57	400,00	400,00	400,00	0,40

Anexo 10 – Armaduras de Cintagem nos Pilares

A. 64 – Valores utilizados para o cálculo da armadura de cintagem

Pilar	b _c (m)	b ₀ (m)	h _c (m)	h ₀ (m)	vd		μ _ø	ε _{sy,d}	s (m)	αxω _{wd}
					N _{ed} (kN)	vd				
P (1X0,3)	0,3	0,22	1,0	0,92	811,620	0,162	5,630	0,00174	0,100	0,030
P (0,2X0,2)	0,2	0,12	0,2	0,12	206,412	0,309	5,630	0,00174	0,075	0,116
P (0,3X0,3)	0,3	0,22	0,3	0,22	341,181	0,227	5,630	0,00174	0,100	0,056
P (1,5X0,5)	0,5	0,42	1,5	1,42	3820,125	0,305	5,630	0,00174	0,100	0,072
P (1,2X0,5)	0,5	0,42	1,2	1,12	2805,600	0,280	5,630	0,00174	0,100	0,063
P (0,8X0,3)	0,3	0,22	0,8	0,72	208,416	0,052	5,630	0,00174	0,100	-0,014
P (0,4X0,4)	0,4	0,32	0,4	0,32	152,304	0,057	5,630	0,00174	0,100	-0,014
P (0,4X0,2)	0,2	0,12	0,4	0,32	195,056	0,146	5,630	0,00174	0,075	0,037
P (0,5X0,3)	0,3	0,22	0,5	0,42	102,705	0,041	5,630	0,00174	0,100	-0,019
P (0,4X0,3)	0,3	0,22	0,4	0,32	484,968	0,242	5,630	0,00174	0,100	0,062
P (0,3X0,35)	0,3	0,22	0,35	0,27	101,703	0,058	5,630	0,00174	0,100	-0,012
P (0,4X0,3) P8.3°Troço	0,3	0,22	0,4	0,32	1206,408	0,602	5,630	0,00174	0,075	0,206
P (0,3X0,3) P4.3°Troço	0,3	0,22	0,3	0,22	533,565	0,355	5,630	0,00174	0,100	0,107

A. 65 – Verificação da armadura de cintagem necessária nos pilares

								Diâmetros dos Varões Utilizados no Cálculo (mm)	
Pilar	α _s	α _n	α	ω _{wd}	f _{cd} (MPa)	f _{yd} (MPa)	ω _{wd} cálculo	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P (1X0,3)	0,731	0,492	0,360	0,083	16,700	348,000	0,163	8	8
P (0,2X0,2)	0,473	0,537	0,254	0,458	16,700	348,000	0,610	10	-
P (0,3X0,3)	0,597	0,482	0,288	0,195	16,700	348,000	0,264	10	-
P (1,5X0,5)	0,850	0,689	0,586	0,122	16,700	348,000	0,147	10	8
P (1,2X0,5)	0,842	0,844	0,711	0,089	16,700	348,000	0,100	8	8
P (0,8X0,3)	0,719	0,598	0,430	-0,033	16,700	348,000	0,139	8	8
P (0,4X0,4)	0,712	0,726	0,517	-0,027	16,700	348,000	0,118	8	8
P (0,4X0,2)	0,607	0,844	0,512	0,071	16,700	348,000	0,157	8	8
P (0,5X0,3)	0,681	0,687	0,468	-0,040	16,700	348,000	0,203	8	8
P (0,4X0,3)	0,652	0,696	0,454	0,137	16,700	348,000	0,235	8	8
P (0,3X0,35)	0,630	0,451	0,284	-0,041	16,700	348,000	0,154	8	8
P (0,4X0,3) P8.3°Troço	0,732	0,696	0,510	0,405	16,700	348,000	0,442	10	10
P (0,3X0,3) P4.3°Troço	0,597	-0,102	-0,061	-1,762	16,700	348,000	0,344	8	8

Anexo 11 – Armaduras - Pilares

Armadura Longitudinal

A. 66 – Armadura longitudinal dos pilares (piso -1)

Piso -1			
Pilar	A_s (Modelo) (cm²)	A_s (Adoptado)	A_s (Adoptado) (cm²)
P1	30,00	12 ø 16 + 4 ø 20	36,70
P2	75,00	24 ø 20	76,16
P3	75,00	24 ø 20	76,16
P4	75,00	24 ø 20	76,16
P5	75,00	24 ø 20	76,16
P6	30,00	12 ø 16 + 4 ø 20	36,70
P7	9,00	8 ø 16	16,08
P8	75,00	24 ø 20	76,16
P9	75,00	24 ø 20	76,16
P10	60,00	20 ø 20	62,80
P11	75,00	24 ø 20	76,16
P12	75,00	4 ø 25 + 22 ø 20	88,71
P13	75,00	24 ø 20	76,16
P14	75,00	18 ø 25 + 10 ø 20	119,78
P15	75,00	24 ø 20	76,16
P16	75,00	4 ø 25 + 24 ø 20	95,00
P17	75,00	24 ø 20	76,16
P18	75,00	24 ø 20	76,16
P19	75,00	24 ø 20	76,16
P20	6,95	4 ø 12 + 4 ø 10	7,78
P21	4,00	4 ø 12 + 4 ø 10	7,78
P22	4,00	4 ø 12 + 4 ø 10	7,78
P47	9,00	8 ø 16	16,08

A. 67 – Armadura longitudinal dos pilares (piso 0)

Piso 0			
Pilar	A_s (Modelo) (cm²)	A_s (Adoptado)	A_s (Adoptado) (cm²)
P1	30,80	12 ø 16 + 4 ø 20	36,70
P2	75,00	24 ø 20	76,16
P3	75,00	24 ø 20	76,16
P4	75,00	24 ø 20	76,16
P5	75,00	24 ø 20	76,16
P6	9,00	8 ø 16	16,08
P7	12,41	8 ø 16	16,08
P8	75,00	24 ø 20	76,16
P9	75,00	24 ø 20	76,16
P10	60,00	20 ø 20	62,80
P11	75,00	24 ø 20	76,16
P12	80,94	4 ø 25 + 22 ø 20	88,71
P13	75,00	24 ø 20	76,16
P14	116,07	18 ø 25 + 10 ø 20	119,78
P15	75,00	24 ø 20	76,16
P16	90,39	4 ø 25 + 24 ø 20	95,00
P17	75,00	24 ø 20	76,16
P18	75,00	24 ø 20	76,16
P19	75,00	24 ø 20	76,16
P23	12,00	4 ø 20 + 6 ø 16	24,63
P24	12,00	10 ø 20	31,42
P25	12,00	10 ø 20 + 2 ø 16	35,44
P26	12,00	10 ø 20	31,42
P28	22,79	8 ø 20	25,13
P29	9,00	8 ø 12	9,05
P30	12,69	4 ø 16 + 4 ø 12	12,56
P31	9,00	8 ø 12	9,05
P32	9,00	8 ø 12	9,05
P33	9,00	8 ø 12	9,05
P34	9,00	8 ø 12	9,05
P35	9,00	8 ø 12	9,05
P36	30,00	12 ø 16 + 4 ø 20	36,70
P37	12,13	8 ø 16	16,08
P38	16,10	8 ø 16	16,08
P39	14,26	8 ø 16	16,08
P40	9,00	8 ø 12	9,05
P41	9,00	8 ø 12	9,05
P42	9,00	8 ø 12	9,05
P43	9,00	8 ø 12	9,05
P44	9,00	8 ø 12	9,05
P45	9,00	8 ø 12	9,05
P47	9,00	8 ø 16	16,08
P47'	13,05	8 ø 16	16,08

A. 68 – Armadura longitudinal dos pilares (piso 1)

Piso 1			
Pilar	A_s (Modelo) (cm²)	A_s (Adoptado)	A_s (Adoptado) (cm²)
P2	12,64	4 ø 16 + 4 ø 12	12,56
P3	23,37	6 ø 20 + 4 ø 16	26,89
P4	10,52	4 ø 16 + 4 ø 12	12,56
P5	52,87	18 ø 20	56,52
P7	14,49	8 ø 16	16,08
P8	26,08	6 ø 20 + 4 ø 16	26,89
P9	62,18	4 ø 25 + 14 ø 20	63,59
P23	19,46	4 ø 20 + 6 ø 16	24,63
P24	29,08	10 ø 20	31,42
P25	33,18	10 ø 20 + 2 ø 16	35,44
P26	27,02	10 ø 20	31,42
P27	20,70	4 ø 20 + 6 ø 16	24,63
P46	14,248	8 ø 16	16,08
P47	14,62	8 ø 16	16,08
P48	8,61	4 ø 16 + 6 ø 12	14,83
P49	11,09	4 ø 16 + 6 ø 12	14,83
P50	11,44	4 ø 16 + 6 ø 12	14,83
P51	12,89	4 ø 16 + 6 ø 12	14,83
P52	13,16	4 ø 16 + 6 ø 12	14,83
P53	46,39	16 ø 20	50,24
P54	29,55	16 ø 16	32,16
P55	20,93	16 ø 16	32,16
P56	31,01	16 ø 16	32,16
P57	42,44	16 ø 20	50,24

Armadura Transversal

A. 69 – Armadura transversal dos pilares (piso -1)

Piso -1			Direcção X				Direcção Y			
Pilar	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)		A _s /s (Adoptado) (cm ² /m)				A _s /s (Adoptado) (cm ² /m)			
	Dir. X	Dir. Y	Zona Crítica		Geral		Zona Crítica		Geral	
			Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P1	0,00	3,80	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P2	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P3	0,00	28,20	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r
P4	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P5	0,00	10,70	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P6	0,00	3,70	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P7	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2	-
P8	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P9	0,00	10,70	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P10	0,00	0,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-
P11	0,00	10,70	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P12	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P13	0,00	10,70	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P14	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P15	0,00	10,70	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P16	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P17	0,00	10,60	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P18	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P19	0,00	25,30	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r
P20	0,00	0,00	ø 10 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P21	0,00	0,00	ø 10 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P22	0,00	0,00	ø 10 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P47	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r		ø 8 // 0.25 , 2 r		ø 10 // 0.10 , 2 r		ø 8 // 0.25 , 2 r	

A. 70 – Área da armadura transversal dos pilares (pisos -1)

Piso -1	Direcção X				Direcção Y			
Pilar	A_s/s (Adoptado) (cm²/m)				A_s/s (Adoptado) (cm²/m)			
	Zona Crítica		Geral		Zona Crítica		Geral	
	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P1	10,06	10,06	4,02	4,02	10,06	-	4,02	-
P2	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P3	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	15,70	15,70	15,70
P4	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P5	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P6	10,06	10,06	4,02	4,02	10,06	-	4,02	-
P7	15,70	-	4,02	-	15,70	-	4,02	-
P8	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P9	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P10	10,06	20,12	10,06	20,12	10,06	-	10,06	-
P11	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P12	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P13	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P14	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P15	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P16	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P17	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P18	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P19	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	10,06	15,70	10,06
P20	20,94	-	5,02	-	20,94	-	5,02	-
P21	20,94	-	5,02	-	20,94	-	5,02	-
P22	20,94	-	5,02	-	20,94	-	5,02	-
P47	15,70	-	4,02	-	15,70	-	4,02	-

A. 71 – Armadura transversal dos pilares (piso 0)_1

Piso 0			Direcção X				Direcção Y			
Pilar	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)		A _s /s (Adoptado) (cm ² /m)				A _s /s (Adoptado) (cm ² /m)			
			Zona Crítica		Geral		Zona Crítica		Geral	
	Dir. X	Dir. Y	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P1	0,00	0,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P2	0,00	5,60	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P3	0,00	20,20	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r
P4	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P5	0,00	19,20	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P6	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P7	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P8	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P9	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P10	0,00	0,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-
P11	0,00	19,80	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P12	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P13	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P14	0,00	13,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P15	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P16	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P17	0,00	16,20	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P18	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P19	0,00	29,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 4 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r

A. 72 – Armadura transversal dos pilares (piso 0)_2

Piso 0			Direcção X				Direcção Y			
Pilar	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)		A _s /s (Adoptado) (cm ² /m)				A _s /s (Adoptado) (cm ² /m)			
			Zona Crítica		Geral		Zona Crítica		Geral	
	Dir. X	Dir. Y	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P23	0,00	0,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P24	0,00	0,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P25	0,00	10,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-
P26	0,00	12,90	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-
P28	0,00	8,60	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-
P29	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P30	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P31	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P32	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P33	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P34	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P35	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P36	0,00	9,10	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-
P37	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P38	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P39	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P40	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P41	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P42	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P43	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P44	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P45	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P47	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r		ø 8 // 0.25 , 2 r		ø 10 // 0.10 , 2 r		ø 8 // 0.25 , 2 r	
P47'	0,05	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r		ø 8 // 0.20 , 2 r		ø 10 // 0.10 , 2 r		ø 8 // 0.20 , 2 r	

A. 73 – Área da armadura transversal dos pilares (pisos 0)_1

Piso 0	Direcção X				Direcção Y			
Pilar	A_s/s (Adoptado) (cm²/m)				A_s/s (Adoptado) (cm²/m)			
	Zona Crítica		Geral		Zona Crítica		Geral	
	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P1	10,06	10,06	4,02	4,02	10,06	-	4,02	-
P2	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P3	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	10,06	15,70	10,06
P4	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P5	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P6	15,70	-	4,02	-	15,70	-	4,02	-
P7	15,70	-	4,02	-	15,70	-	4,02	-
P8	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P9	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P10	10,07	20,12	10,06	20,12	10,06	-	10,06	-
P11	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P12	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P13	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P14	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P15	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P16	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P17	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P18	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	-	15,70	-
P19	15,70	20,12	15,70	20,12	15,70	15,70	15,70	15,70

A. 74 – Área da armadura transversal dos pilares (pisos 0)_2

Piso 0	Direcção X				Direcção Y			
Pilar	A_s/s (Adoptado) (cm²/m)				A_s/s (Adoptado) (cm²/m)			
	Zona Crítica		Geral		Zona Crítica		Geral	
	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P23	10,06	10,06	4,02	-	10,06	-	4,02	-
P24	10,06	10,06	4,02	-	10,06	-	4,02	-
P25	10,06	10,06	10,06	15,70	10,06	-	10,06	-
P26	15,70	10,06	15,70	15,70	15,70	-	15,70	-
P28	15,70	-	10,06	-	15,70	-	10,06	-
P29	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P30	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P31	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P32	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P33	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P34	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P35	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P36	10,06	10,06	10,06	4,02	10,06	-	10,06	-
P37	15,70	-	4,02	-	15,70	-	5,02	-
P38	15,70	-	4,02	-	15,70	-	5,02	-
P39	15,70	-	4,02	-	15,70	-	5,02	-
P40	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P41	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P42	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P43	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P44	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P45	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-
P47	15,70	-	4,02	-	15,70	-	4,02	-
P47'	15,70	-	5,02	-	15,70	-	5,02	-

A. 75 – Armadura transversal dos pilares (piso 1)

Piso 1			Direcção X				Direcção Y			
Pilar	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)		A _s /s (Adoptado) (cm ² /m)				A _s /s (Adoptado) (cm ² /m)			
			Zona Crítica		Geral		Zona Crítica		Geral	
	Dir. X	Dir. Y	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P2	0,00	0,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P3	7,30	0,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.125 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	-
P4	0,00	0,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P5	12,60	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.125 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r
P7	3,40	3,40	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P8	0,00	0,00	ø 10 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 10 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P9	12,70	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r		ø 10 // 0.125 , 2 r		ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.25 , 2 r
P23	0,00	8,20	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 10 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 10 , 2 r	-
P24	0,00	11,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.125 , 2 r	-
P25	0,00	12,30	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.125 , 2 r	-
P26	0,00	10,40	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 10 // 0.125 , 2 r	-
P27	0,00	8,60	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 10 , 2 r	-	ø 8 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 10 , 2 r	-
P46	0,00	0,00	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P47	3,10	2,40	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-	ø 10 // 0.10 , 2 r	-	ø 8 // 0.25 , 2 r	-
P48	0,00	0,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P49	0,00	0,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P50	0,00	0,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P51	0,00	0,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P52	0,00	0,00	ø 8 // 0.075 , 2 r	-	ø 8 // 0.20 , 2 r	-	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.075 , 2 r	ø 8 // 0.20 , 2 r	-
P53	0,00	16,40	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 1 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 1 r
P54	0,00	10,00	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 1 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 1 r
P55	0,00	9,10	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 1 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 1 r
P56	0,00	12,30	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 1 r	ø 8 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 8 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 1 r
P57	0,00	15,90	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 1 r	ø 10 // 0.10 , 2 r	ø 8 // 0.10 , 1 r	ø 10 // 0.125 , 2 r	ø 8 // 0.125 , 1 r

A. 76 – Área da armadura transversal dos pilares (piso 1)

Piso 1	Direcção X				Direcção Y			
Pilar	A_s/s (Adoptado) (cm²/m)				A_s/s (Adoptado) (cm²/m)			
	Zona Crítica		Geral		Zona Crítica		Geral	
	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores	Cintas Exteriores	Cintas Interiores
P2	10,06	-	5,02	-	10,06	-	5,02	-
P3	10,06	-	8,04	-	10,06	10,06	8,04	-
P4	10,06	10,06	5,02	-	10,06	5,03	5,02	-
P5	15,70	-	12,56	-	15,70	10,06	8,04	4,02
P7	15,70	-	4,02	-	15,70	-	4,02	-
P8	20,94	-	4,02	-	20,94	20,94	4,02	-
P9	15,70		10,48		15,70	10,06	12,56	4,02
P23	10,06	10,06	10,06	-	10,06	-	10,06	-
P24	15,70	10,06	12,56	-	15,70	-	12,56	-
P25	15,70	10,06	12,56	-	15,70	-	12,56	-
P26	15,70	10,06	12,56	-	15,70	-	12,56	-
P27	10,06	10,06	10,06	-	10,06	-	10,06	-
P46	15,70	-	4,02	-	15,70	-	4,02	-
P47	10,06	-	4,02	-	15,70	-	5,02	-
P48	13,30	-	5,02	-	8,04	8,04	5,02	-
P49	13,30	-	5,02	-	8,04	8,04	5,02	-
P50	13,30	-	5,02	-	8,04	8,04	5,02	-
P51	13,30	-	5,02	-	8,04	8,04	5,02	-
P52	13,30	-	5,02	-	8,04	8,04	5,02	-
P53	15,70	5,03	12,56	4,02	15,70	5,03	12,56	4,02
P54	10,06	5,03	8,04	4,02	10,06	5,03	8,04	4,02
P55	10,06	5,03	8,04	4,02	10,06	5,03	8,04	4,02
P56	10,06	5,03	8,04	4,02	10,06	5,03	8,04	4,02
P57	15,70	5,03	12,56	4,02	15,70	5,03	12,56	4,02

Anexo 12 – Esforços de Cálculo nas Paredes do Núcleo

A. 77 – Valores de cálculo para o método dos pilares fictícios (troço 1)

Troço 1 (Piso -1 ao Piso 0)									
Elemento	L (m)	Z (m)	Envolvente	M_{edx} (kN.m)	M_{edy} (kN.m)	N_{ed} (kN)	N_{tmax} (kN)	v_d	A_{s,v} Pilar Fictício (cm²)
NC1	2,200	1,750	max	296,463	4,040	1463,002	905,891	0,134	26,031
			min	-275,754	-2,841	-1474,613			
NC2	2,770	2,220	max	31,240	202,398	1567,094	874,717	0,113	25,136
			min	-29,299	-141,052	153,533			
NC3	2,770	2,220	max	31,240	216,803	75,308	135,313	0,252	3,888
			min	-29,299	-178,833	-3490,559			

A. 78 – Valores de cálculo para o método dos pilares fictícios (troço 2)

Troço 2 (Piso 0 ao Piso 1)									
Elemento	L (m)	Z (m)	Envolvente	M_{edx} (kN.m)	M_{edy} (kN.m)	N_{ed} (kN)	N_{tmax} (kN)	v_d	A_{s,v} Pilar Fictício (cm²)
NC1	2,200	1,750	max	284,009	17,952	636,678	485,403	0,058	13,948
			min	-263,620	-17,658	-620,847			
NC2	2,770	2,220	max	29,431	909,689	1305,154	1062,347	0,094	30,527
			min	-27,387	-895,474	126,631			
NC3	2,770	2,220	max	29,431	836,195	-512,200	120,564	0,146	3,464
			min	-27,387	-829,893	-2025,151			

A. 79 – Valores de cálculo para o método dos pilares fictícios (troço 3)

Troço 3 (Piso 1 ao Piso 2)									
Elemento	L (m)	Z (m)	Envolvente	M_{edx} (kN.m)	M_{edy} (kN.m)	N_{ed} (kN)	N_{tmax} (kN)	v_d	A_{s,v} Pilar Fictício (cm²)
NC1	2,200	1,750	max	701,013	9,518	208,425	516,573	0,039	14,844
			min	-708,107	-9,129	-426,324			
NC2	2,770	2,220	max	98,246	270,961	598,160	421,134	0,063	12,102
			min	-98,895	-307,210	-870,146			
NC3	2,770	2,220	max	98,246	697,678	355,292	491,915	0,054	14,135
			min	-98,895	-681,784	-753,656			

A. 80 – Valores de cálculo para o esforço transversal obtidos pelo modelo

Esforços Transversos de Cálculo								
Troço 1 (Piso -1 ao Piso 0)			Troço 2 (Piso 0 ao Piso 1)			Troço 3 (Piso 1 ao Piso 2)		
Elemento	V_{ed, mod} (kN)	V_{ed, calc} (kN)	Elemento	V_{ed, mod} (kN)	V_{ed, calc} (kN)	Elemento	V_{ed, mod} (kN)	V_{ed, calc} (kN)
NC1	93,670	140,505	NC1	88,019	132,029	NC1	317,135	475,703
NC2	53,873	80,810	NC2	353,201	529,802	NC2	206,731	310,097
NC3	59,891	89,837	NC3	322,827	484,241	NC3	430,861	646,292

Anexo 13 – Cálculos de Pré-Esforço

A. 81 – Características gerais das vigas pré-esforçadas

Características Gerais das Vigas pré-esforçadas				
Viga	Comprimento (m)		Dimensões Base (m)	
	C (Entre Eixos de Apoio)	C (Vão Livre)	A (Altura)	B (Largura) (b_w)
VP1	27,400	25,900	1,850	0,500
VP2	27,400	25,900	1,850	0,500
VP3	27,250	25,900	1,700	0,500
VP4	27,400	25,900	1,700	0,500
VP5	27,400	25,900	1,700	0,500
VP6	27,400	25,900	1,700	0,500

A. 82 – Larguras do banzo efectivo

Largura de Banzo efectivo (b_{eff})				
Viga	l_o (m) (M_{qp})	b (m)	b_i (m)	b_{eff} (m)
VP1	18,500	4,600	2,050	4,600
VP2	18,500	4,600	2,050	4,600
VP3	16,600	4,600	2,050	4,600
VP4	18,500	4,600	2,050	4,600
VP5	18,500	4,600	2,050	4,600
VP6	18,500	4,600	2,050	4,600

A. 83 – Características das vigas em "T"

Características da Secção em "T"					
Viga	Esp. Do banzo (m)	Área (m^2)	Inércia (m^4)	v_s (m)	v_i (m)
VP1	0,200	1,745	0,562	0,537	1,313
VP2	0,200	1,745	0,562	0,537	1,313
VP3	0,200	1,670	0,442	0,482	1,218
VP4	0,200	1,670	0,442	0,482	1,218
VP5	0,200	1,670	0,442	0,482	1,218
VP6	0,200	1,670	0,442	0,482	1,218

A. 84 – Cargas equivalentes do pré-esforço inicial

Viga	Pré-Esforço Inicial - P (kN)	Esforço Transverso - V (kN)	Esforço Normal - N (kN)	Momento Flector - M (kN.m)	Carga Equivalente q_{eq} (kN/m)
VP1	1000,000	218,978	1000,000	337,321	15,984
VP2	1000,000	218,978	1000,000	337,321	15,984
VP3	1000,000	198,165	1000,000	281,737	14,544
VP4	1000,000	198,165	1000,000	281,737	14,385
VP5	1000,000	198,165	1000,000	281,737	14,385
VP6	1000,000	198,165	1000,000	281,737	14,385

A. 85 – Pré-esforço necessário

Viga	Secção		M_{qp} (kN.m)	$M_{P,E}$ (kN.m)	α Incremento	Pré-Esforço Necessário (kN.m)	Pré-Esforço Adoptado (P_{∞}) (kN.m)
	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)					
VP1	1,745	0,562	3401,000	419,000	5,118	5117,965	5119
VP2	1,745	0,562	3769,000	510,000	4,989	4988,604	4990
VP3	1,670	0,442	2536,000	469,000	3,695	3694,879	3696
VP4	1,670	0,442	2501,000	499,000	3,491	3491,284	3492
VP5	1,670	0,442	2798,000	538,000	3,704	3704,216	3705
VP6	1,670	0,442	2360,000	441,000	3,585	3584,690	3586

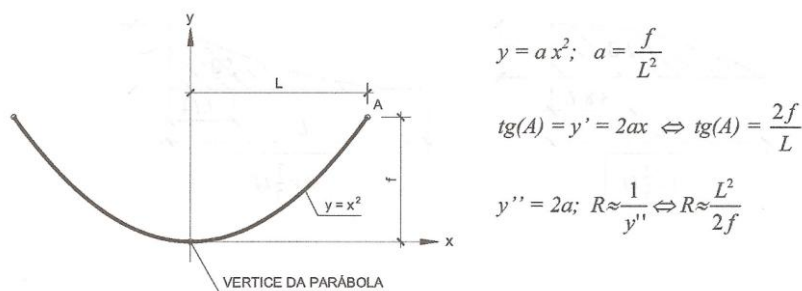
A. 86 – Verificação da descompressão a meio vão das vigas

Viga	Acção do Pré-Esforço		Acção M_{qp}	Tensão (MPa)
	P/A	($M_{pe}X_{vi}$)/I	($M_{qp}X_{vi}$)/I	
VP1	2933,504	5005,249	7938,180	-0,573
VP2	2859,372	5938,319	8797,118	-0,573
VP3	2213,101	4774,040	6986,542	-0,599
VP4	2091,188	4799,530	6890,119	-0,599
VP5	2218,692	5490,244	7708,338	-0,599
VP6	2147,120	4355,151	6501,672	-0,599

A. 87 – Cargas equivalentes do pré-esforço final

Viga	Pré-Esforço Adoptado (P_{∞}) (kN.m)	Esforço Transverso - V (kN)	Esforço Normal – N (kN)	Momento Flector - M (kN.m)	Carga Equivalente q_{eq} (kN/m)
VP1	5119	1120,941	5118,965	1726,734	81,821
VP2	4990	1092,614	4989,604	1683,098	79,753
VP3	3696	732,394	3695,879	1041,264	53,754
VP4	3492	688,260	3492,284	983,904	50,238
VP5	3705	730,225	3705,216	1043,895	53,301
VP6	3586	706,669	3585,690	1010,220	51,582

Anexo 14 – Perdas por Atrito e Curvatura dos cabos de Pré-Esforço (Método da Parábola)



$$P_{(x)} = P_0 e^{-mx} = P_0 e^{-\mu(2a+k)x}$$

A. 88 – Método da parábola

Vigas	Método da Parábola			Factor de atrito				Força na Ancoragem a tempo Infinito (kN)
	f (m)	x ² (m ²)	a	μ (rad/m)	a	k (rad/m)	m	
VP1	1,500	187,690	0,008	0,200	0,008	0,008	0,005	5466,660
VP2	1,500	187,690	0,008	0,200	0,008	0,008	0,005	5328,513
VP3	1,350	185,641	0,007	0,200	0,007	0,008	0,005	3930,047
VP4	1,350	187,690	0,007	0,200	0,007	0,008	0,004	3713,192
VP5	1,350	187,690	0,007	0,200	0,007	0,008	0,004	3939,594
VP6	1,350	187,690	0,007	0,200	0,007	0,008	0,004	3812,507

A. 89 – Método da parábola

Valores do pré-esforço ao longo das vigas pré-esforçadas, devido às perdas por atrito e curvatura

Vigas	Início	Meio
	Pré-Esforço em A (kN)	Pré-Esforço em B (kN)
VP1	5466,660	5118,965
VP2	5328,513	4989,604
VP3	3930,047	3695,879
VP4	3713,192	3492,284
VP5	3939,594	3705,216
VP6	3812,507	3585,690

A. 90 – Percentagem de pré-esforço perdida por atrito

Viga	Percentagem de Pré-Esforço Perdida (A-B) (%)
VP1	6
VP2	6
VP3	6
VP4	6
VP5	6
VP6	6

Anexo 15 – Verificação do E.L.U de Flexão nas Vigas Pré-Esforçadas

A. 91 – Força de pré-esforço nas vigas pré-esforçadas

Viga	Força de Pré-Esforço				
	F_{pyd} (MPa)	Número de Cabos	Número de Cordões⁷	Área dos Cordões (cm²)	F_p (kN)
VP1	1450	2	15	42,00	6090
VP2	1450	2	15	42,00	6090
VP3	1450	2	11	30,80	4466
VP4	1450	2	11	30,80	4466
VP5	1450	2	11	30,80	4466
VP6	1450	2	11	30,80	4466

A. 92 – Força das armaduras ordinárias nas vigas pré-esforçadas

Viga	Força das Armaduras Ordinárias		
	F_{syd} (MPa)	Área de Armaduras (cm²)	F_s (kN)
VP1	348,000	18,850	655,980
VP2	348,000	18,850	655,980
VP3	348,000	18,850	655,980
VP4	348,000	18,850	655,980
VP5	348,000	18,850	655,980
VP6	348,000	18,850	655,980

A. 93 – Momento resistente de cálculo nas vigas pré-esforçadas

Posição da Linha Neutra⁸				
Viga	Y (m)	X (m)	Momento Resistente de cálculo (M_{Rd}) (kN.m)	Momento Actuante de cálculo (M_{sd}) (kN.m)
VP1	0,675	0,843	9258,352	4884
VP2	0,675	0,843	9258,352	5518
VP3	0,512	0,640	6692,933	3971
VP4	0,512	0,640	6692,933	3993
VP5	0,512	0,640	6692,933	4448
VP6	0,512	0,640	6692,933	3762

⁷ O número de cabos utilizados no cálculo diz respeito ao número necessário.

⁸ Para o cálculo da posição da linha neutra considerou-se que as armaduras longitudinais ordinárias distam 5 cm da zona inferior das vigas pré-esforçadas. No caso dos cabos de pré-esforços estes distam 15 cm, na secção de meio-vão.

Anexo 16 – Armadura Transversal das Vigas Pré-Esforçadas

A. 94 – Esforço transversal resistente máximo nas vigas pré-esforçadas

Viga	$V_{rd,m\acute{a}x}$							
	σ_{cp}	α_{cw}	v	f_{cd} (MPa)	b_w^9 (m)	z (m)	θ ($^\circ$)	$V_{rd,m\acute{a}x}$ (kN)
VP1	5,946	1,25	0,528	20,000	0,400	1,620	45	4276,800
VP2	5,946	1,25	0,528	20,000	0,400	1,620	45	4276,800
VP3	4,745	1,237	0,528	20,000	0,420	1,485	45	4074,399
VP4	4,745	1,237	0,528	20,000	0,420	1,485	45	4074,399
VP5	4,745	1,237	0,528	20,000	0,420	1,485	45	4074,399
VP6	4,745	1,237	0,528	20,000	0,420	1,485	45	4074,399

A. 95 – Armadura transversal mínima das vigas pré-esforçadas

Armadura Transversal mínima					
Viga	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	b_w (m)	α ($^\circ$)	$A_{s,min}/s$ (cm ² /m)
VP1	30,000	400,000	0,400	90,000	4,382
VP2	30,000	400,000	0,400	90,000	4,382
VP3	30,000	400,000	0,420	90,000	4,601
VP4	30,000	400,000	0,420	90,000	4,601
VP5	30,000	400,000	0,420	90,000	4,601
VP6	30,000	400,000	0,420	90,000	4,601

A. 96 – Verificação da armadura necessária ao esforço transversal

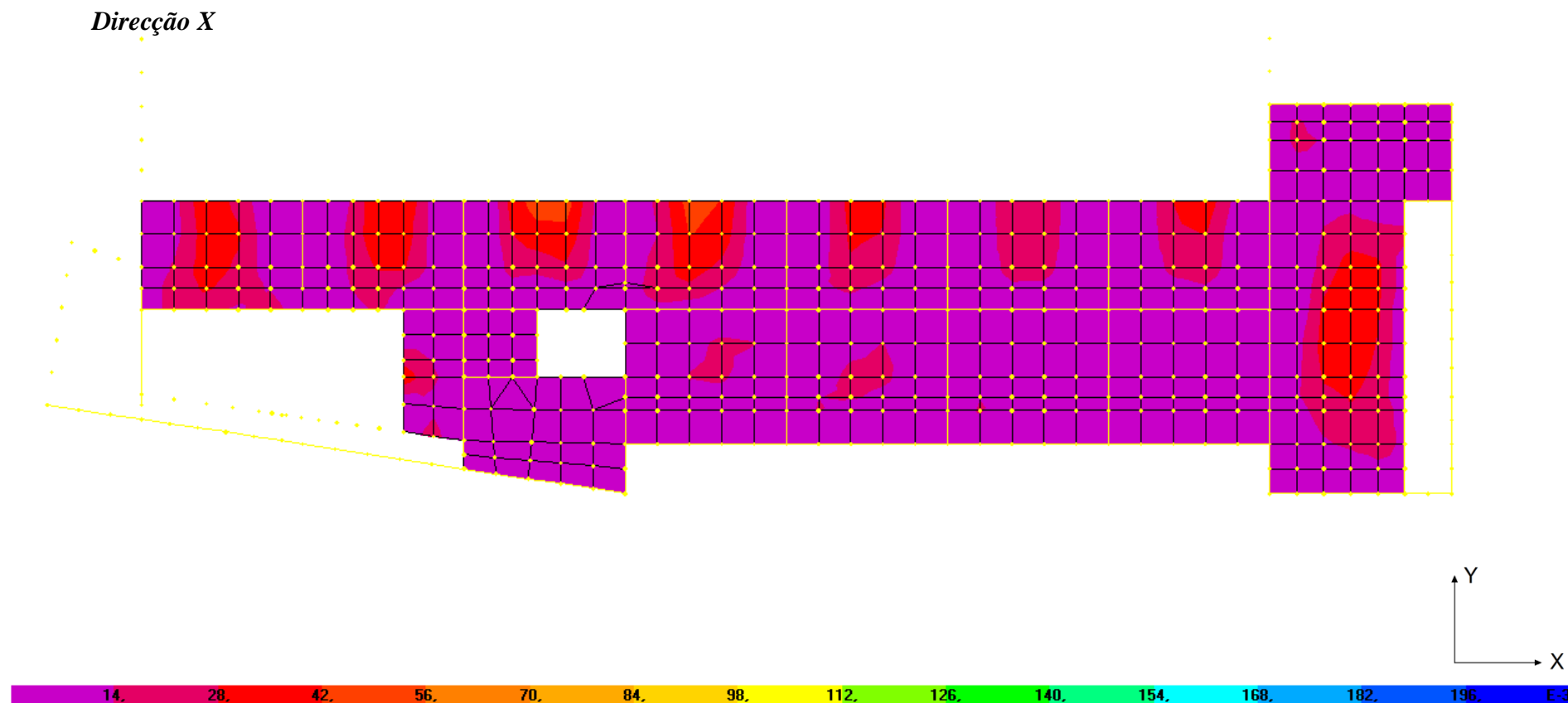
Viga	V_{sd} (kN)			Armadura Transversal necessária					
				z (m)	f_{yd} (MPa)	θ ($^\circ$)	A_s/s (cm ² /m)		
	Início	Meio	Fim				Início	Meio	Fim
VP1	715	103	735	1,620	348,000	45,000	12,683	1,823	13,037
VP2	730	81	830	1,620	348,000	45,000	12,949	1,432	14,723
VP3	690	113	570	1,485	348,000	45,000	13,352	2,192	11,030
VP4	555	36	605	1,485	348,000	45,000	10,740	0,706	11,707
VP5	560	57	635	1,485	348,000	45,000	10,836	1,109	12,288
VP6	505	44	595	1,485	348,000	45,000	9,772	0,852	11,514

⁹ O valor de b_w foi calculado de acordo com o art.º 6.2.3(6), para o caso de bainhas metálicas (situação usual).

Anexo 17 – Armaduras¹⁰ - Lajes e Escadas

Lajes

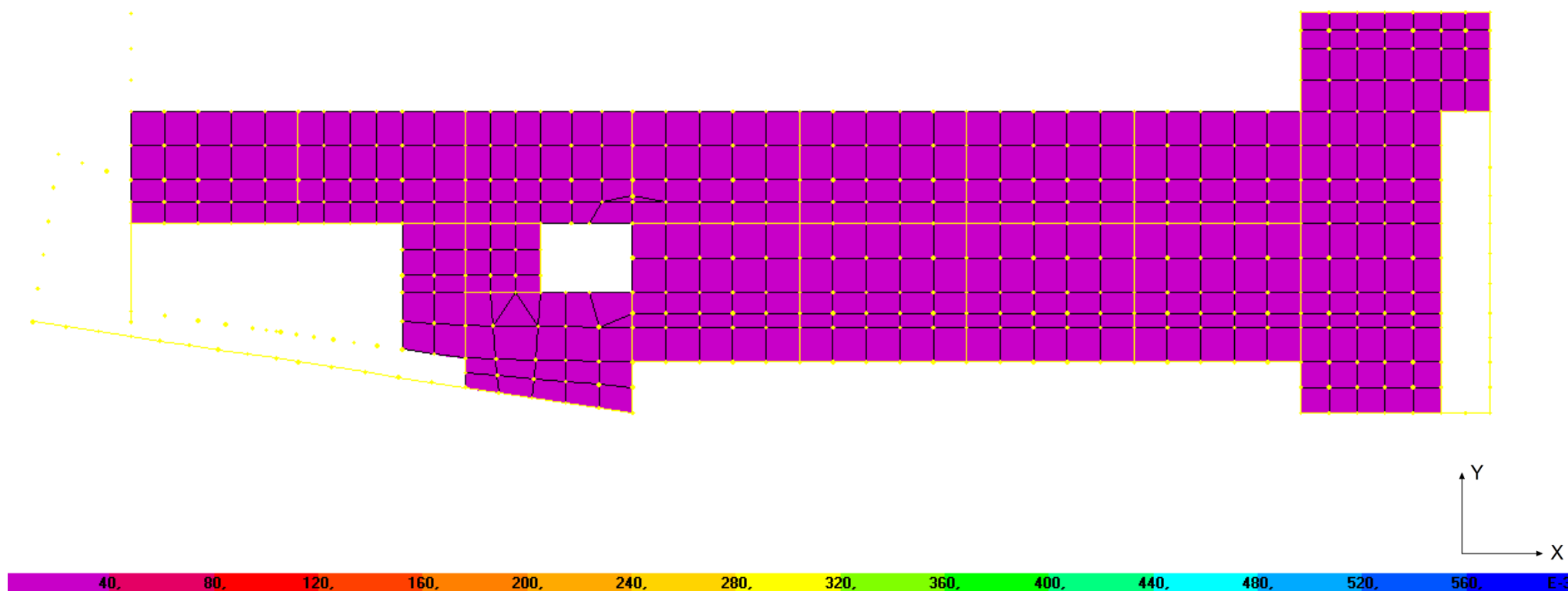
Armatura Inferior – Piso 0



A.Fig. 2 - Área de armadura inferior nas lajes segundo a direcção X (piso 0)

¹⁰ Deve-se referir que em todas as imagens das armaduras das lajes e das escadas, a régua relativa à legenda encontra-se em cm^2/cm , e os respectivos valores multiplicados por 0,001, como mostra nas legendas na extremidade direita.

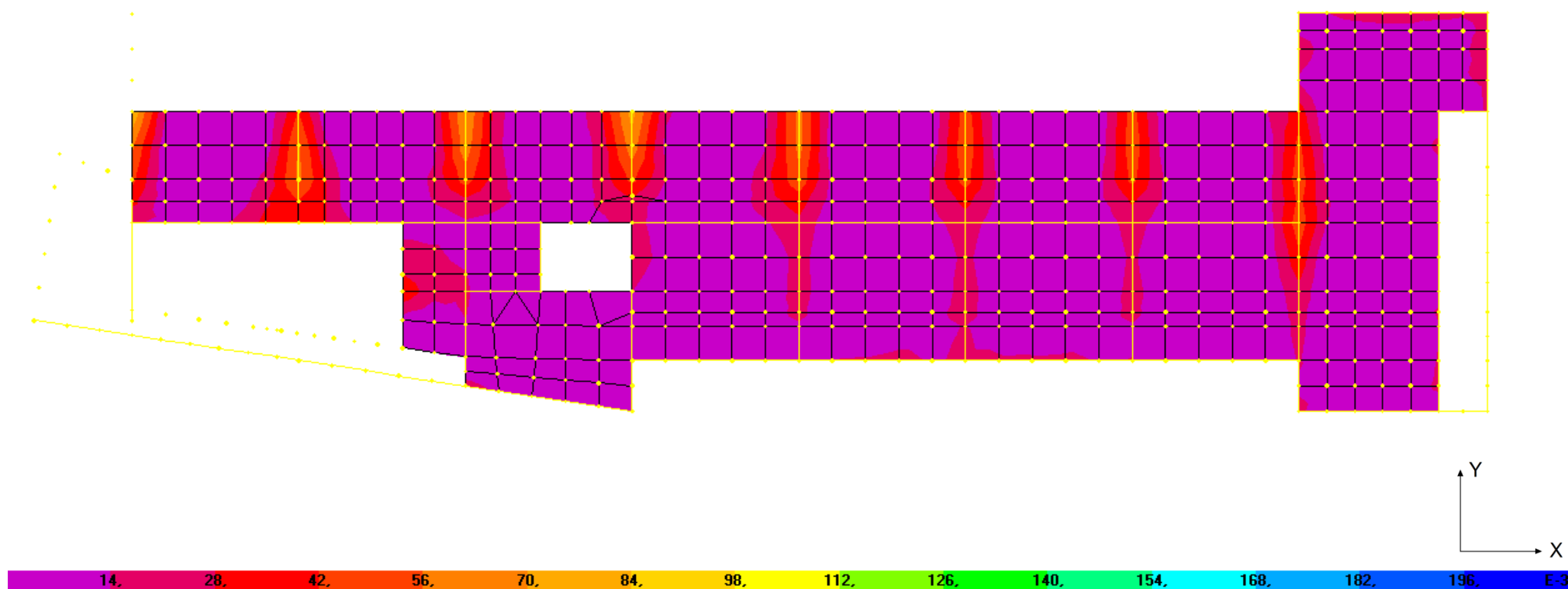
Direcção Y



A.Fig. 3 - Área de armadura inferior nas lajes segundo a direcção Y (piso 0)

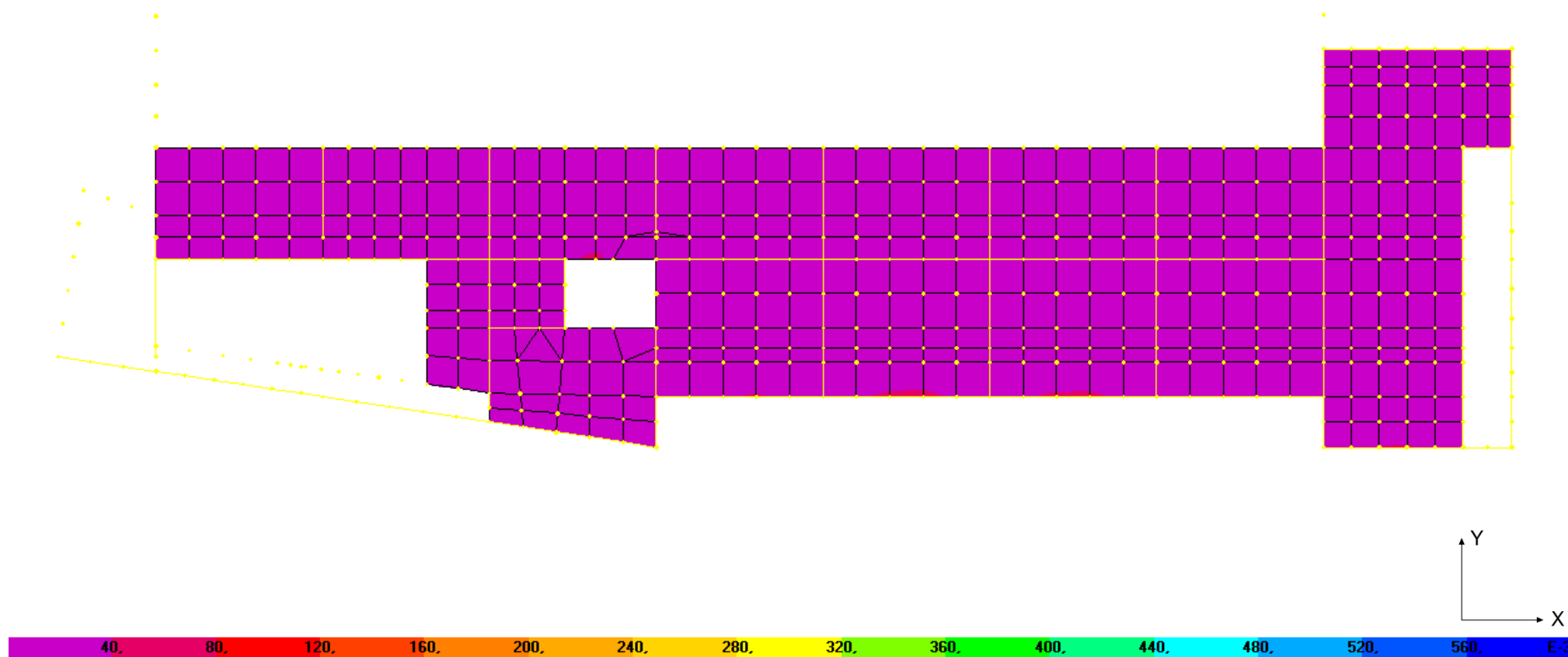
Armadura Superior – Piso 0

Direcção X



A.Fig. 4 - Área de armadura superior nas lajes segundo a direcção X (piso 0)

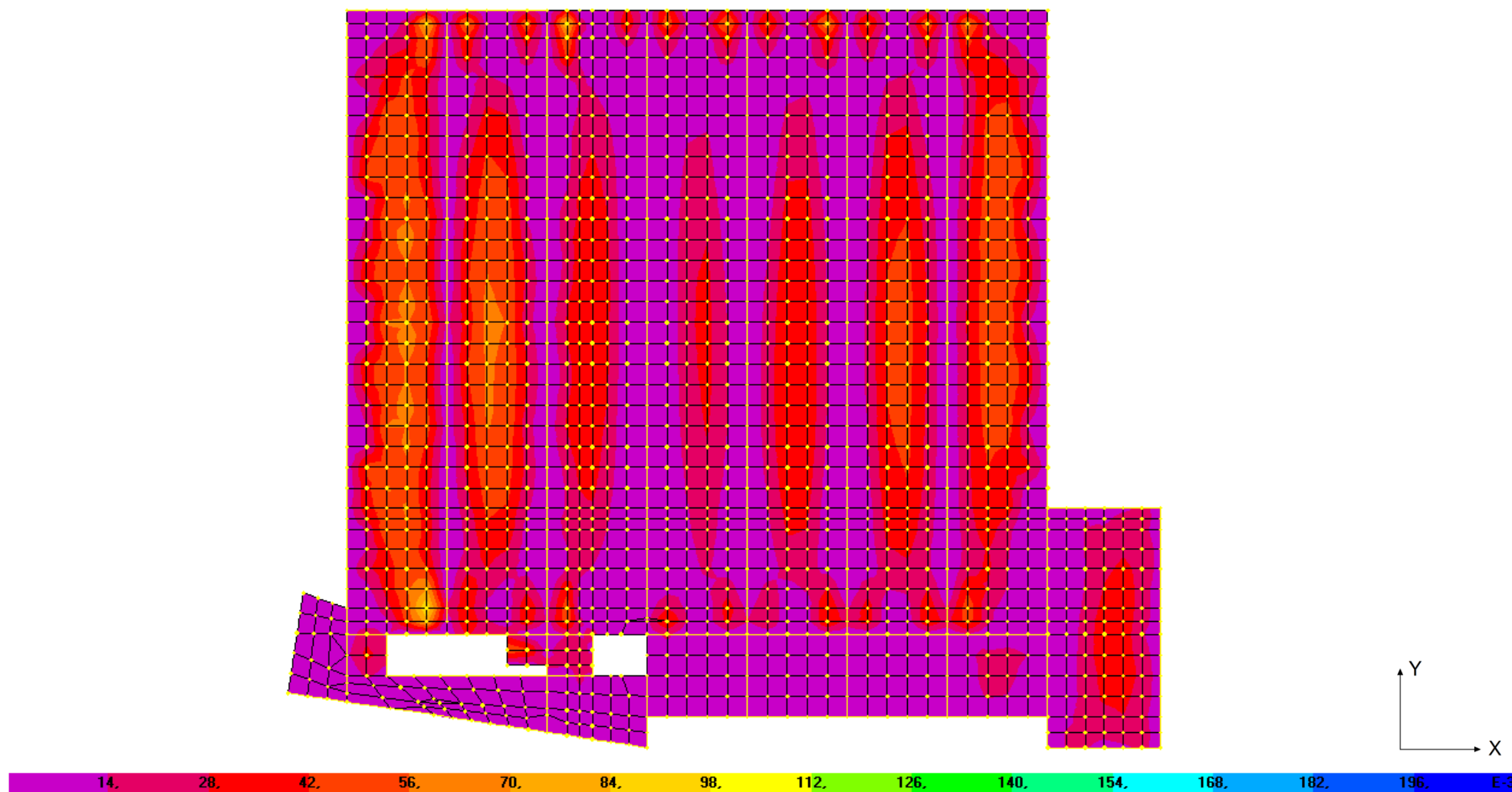
Direcção Y



A.Fig. 5 - Área de armadura superior nas lajes segundo a direcção Y (piso 0)

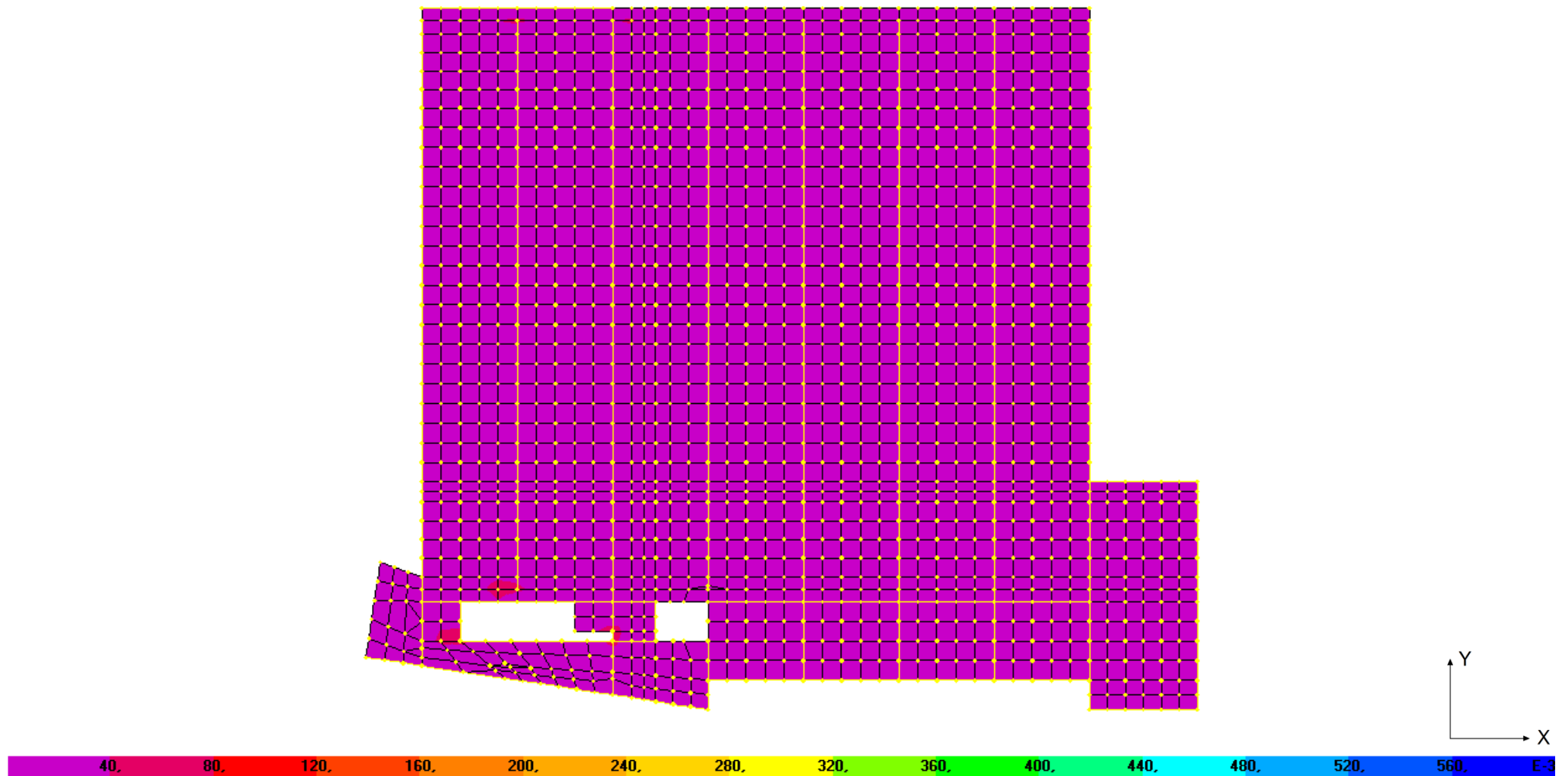
Armatura Inferior – Piso 1

Direcção X



A.Fig. 6 - Área de armadura inferior nas lajes segundo a direcção X (piso 1)

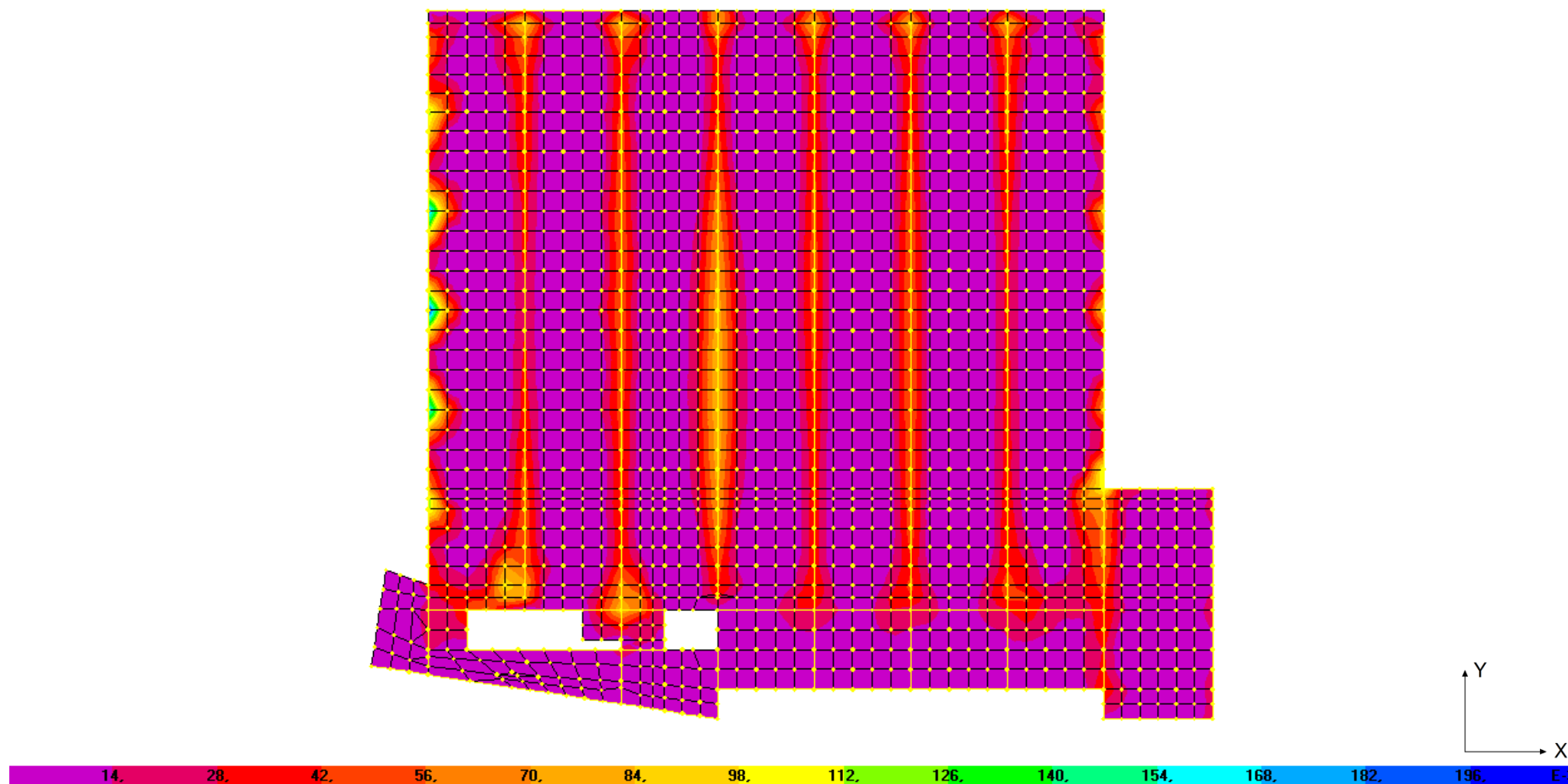
Direcção Y



A.Fig. 7 - Área de armadura inferior nas lajes segundo a direcção Y (piso 0)

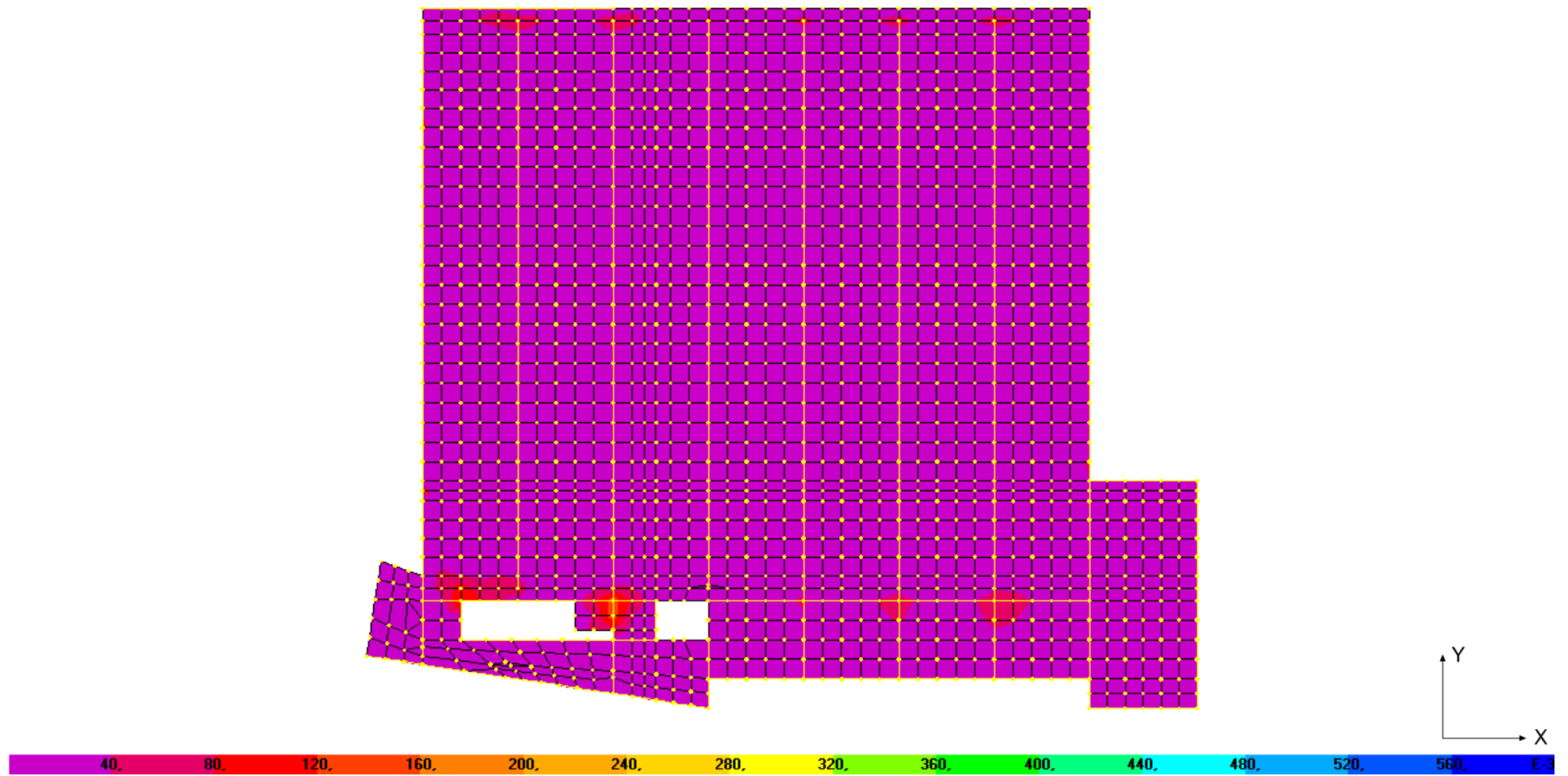
Armatura Superior – Piso 1

Direcção X



A.Fig. 8 - Área de armadura superior nas lajes segundo a direcção X (piso 1)

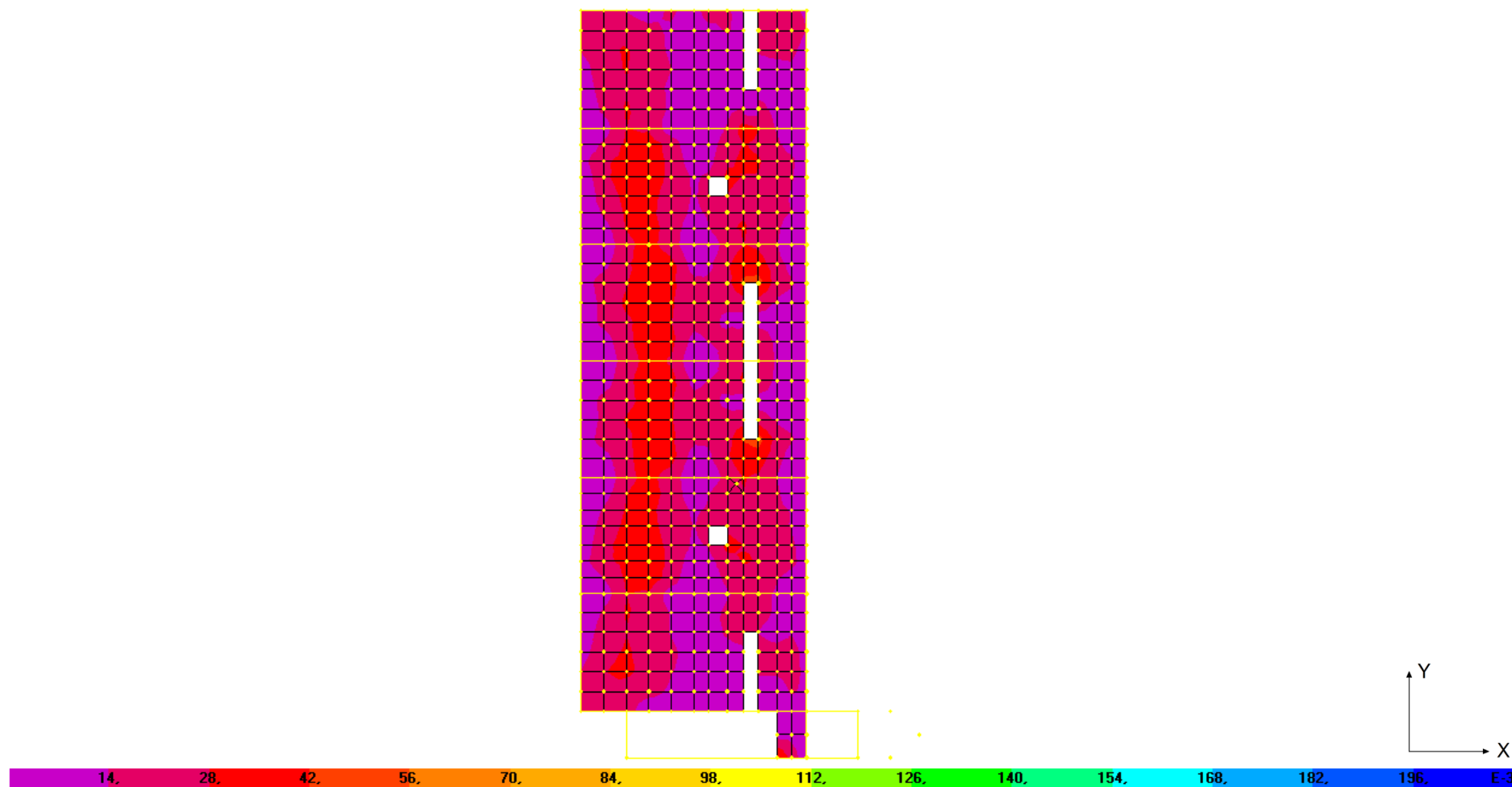
Direcção Y



A.Fig. 9 - Área de armadura superior nas lajes segundo a direcção Y (piso 1)

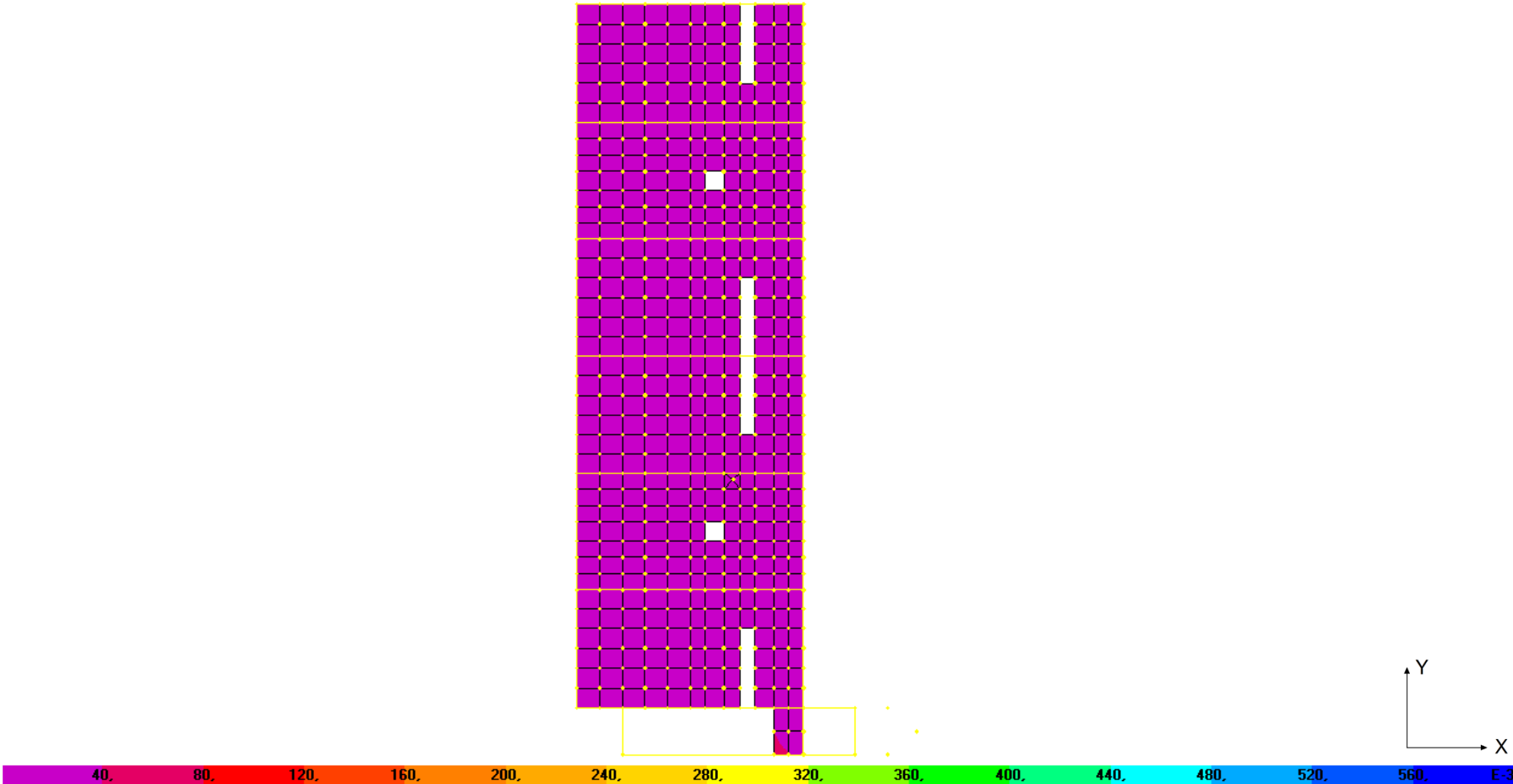
Armadura Inferior – Piso 2

Direcção X



A.Fig. 10 - Área de armadura inferior nas lajes segundo a direcção X (piso 2)

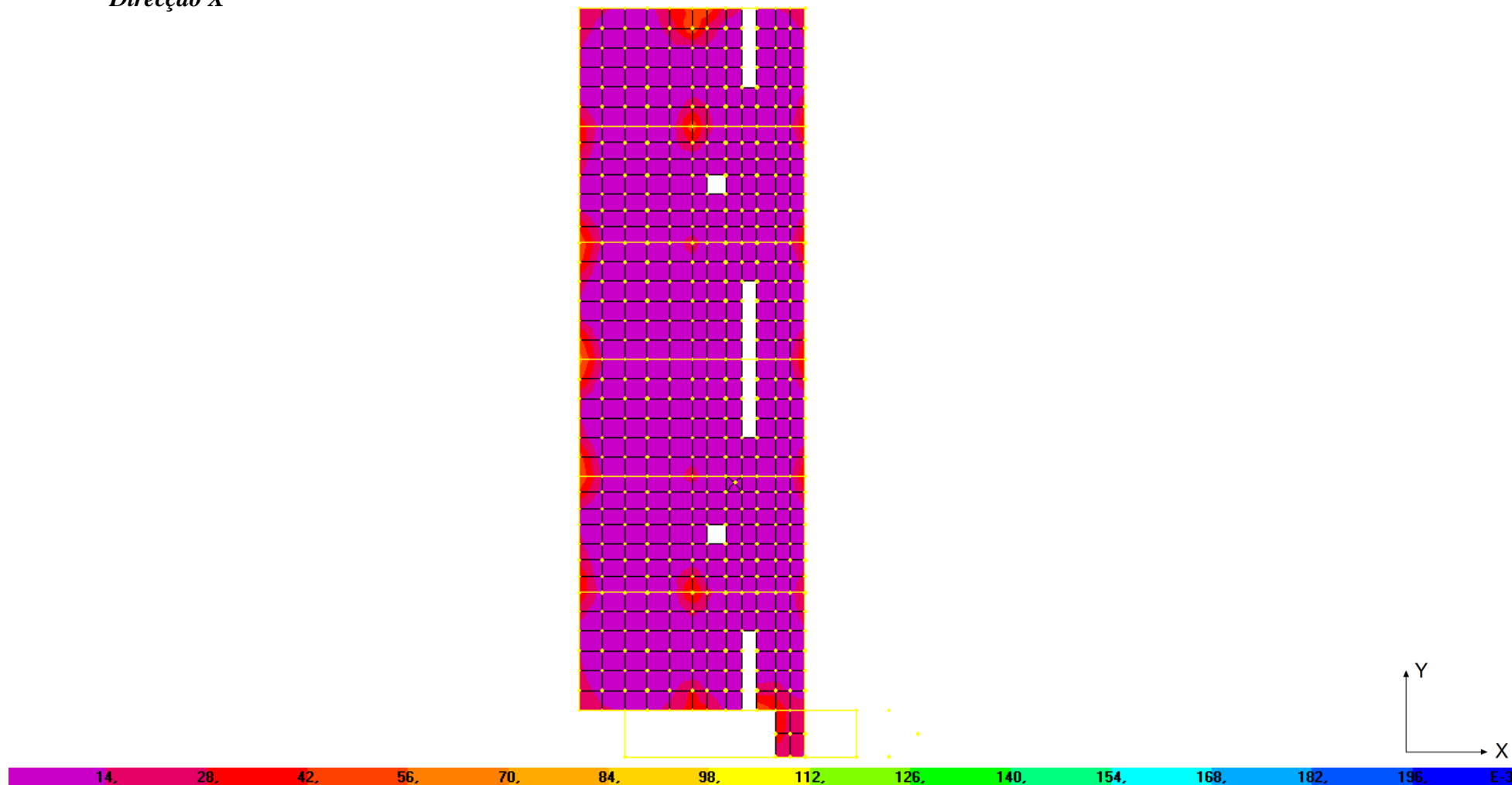
Direcção Y



A.Fig. 11 - Área de armadura inferior nas lajes segundo a direcção Y (piso 2)

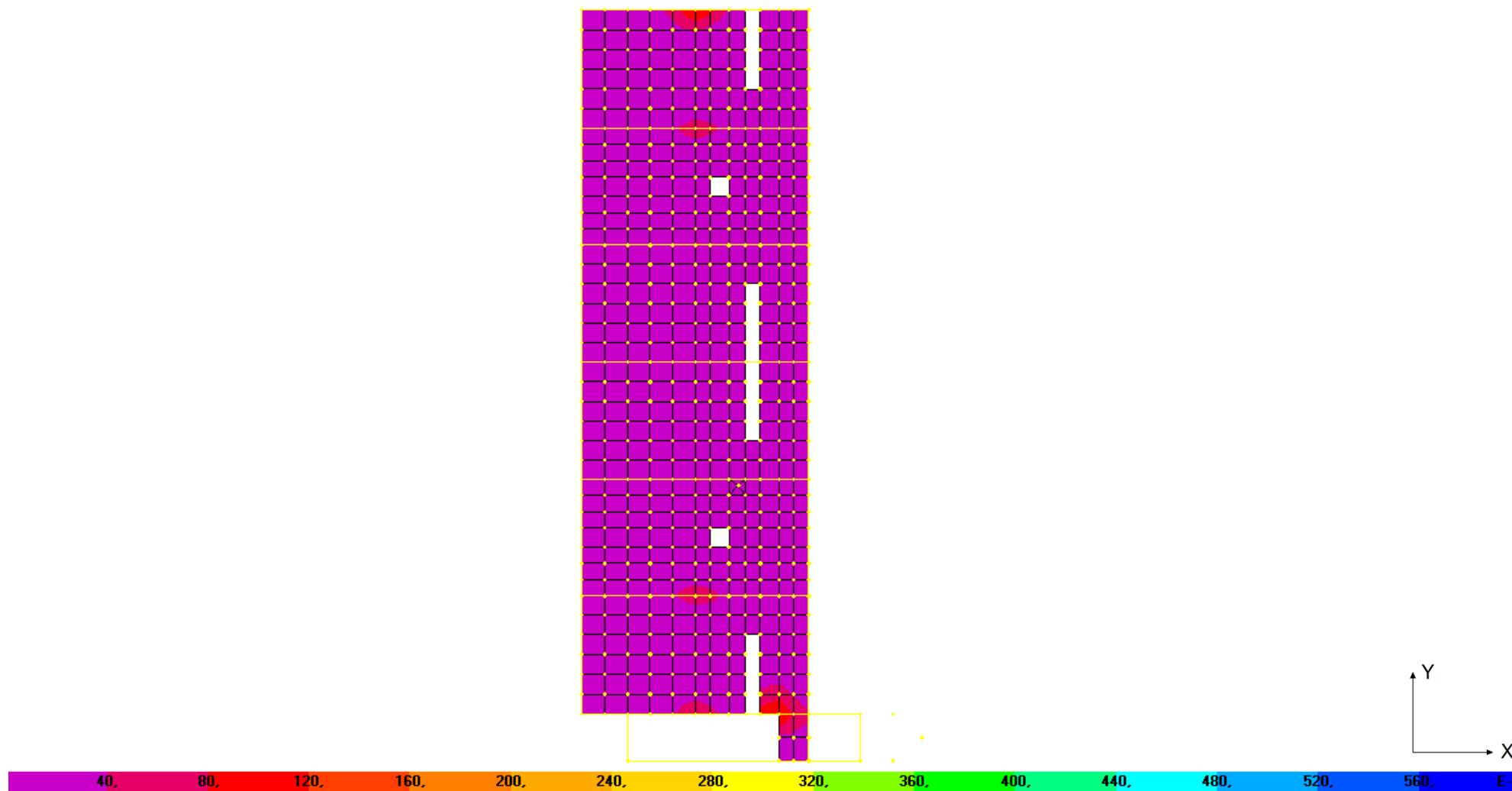
Armadura Superior – Piso 2

Direcção X



A.Fig. 12 - Área de armadura superior nas lajes segundo a direcção X (piso 2)

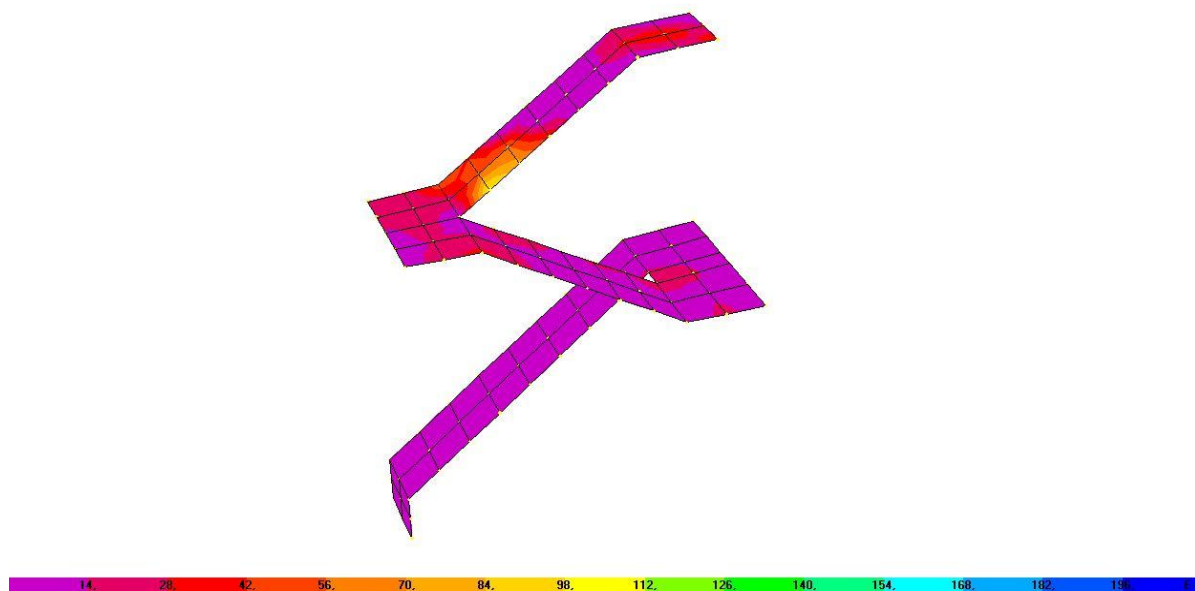
Direcção Y



A.Fig. 13 - Área de armadura superior nas lajes segundo a direcção Y (piso 2)

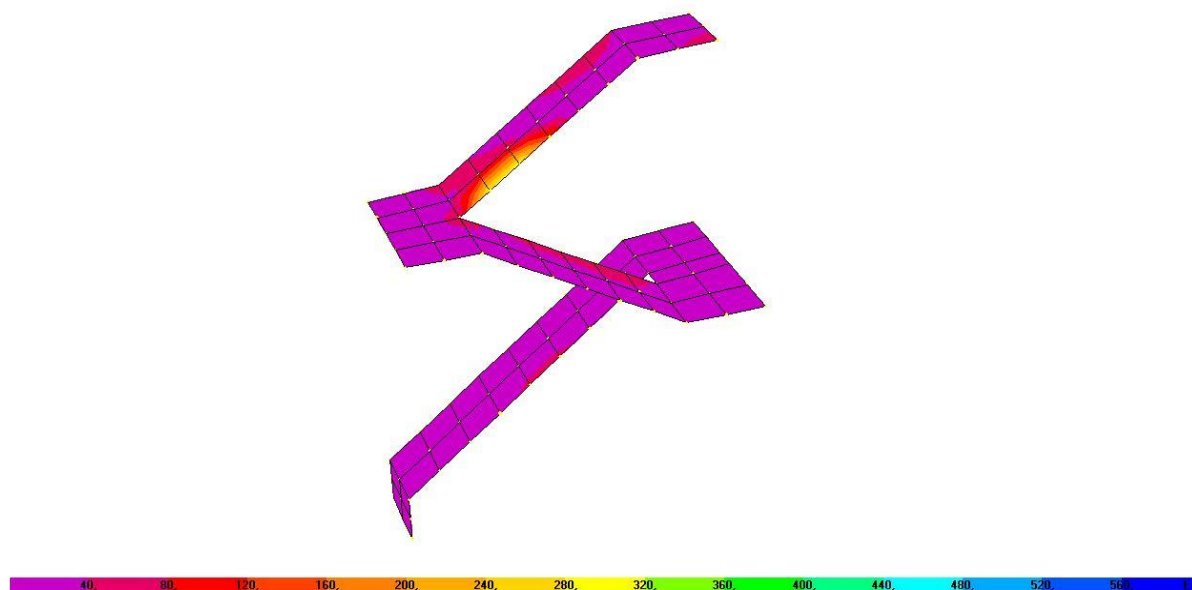
Escadas E1 – 1º, 2º e 3º Lanço
Armadura Inferior

Segundo a Largura da Escada



A.Fig. 14 - Área de armadura inferior nas escadas E1 (1º, 2º e 3º lanço), segundo a largura da escada

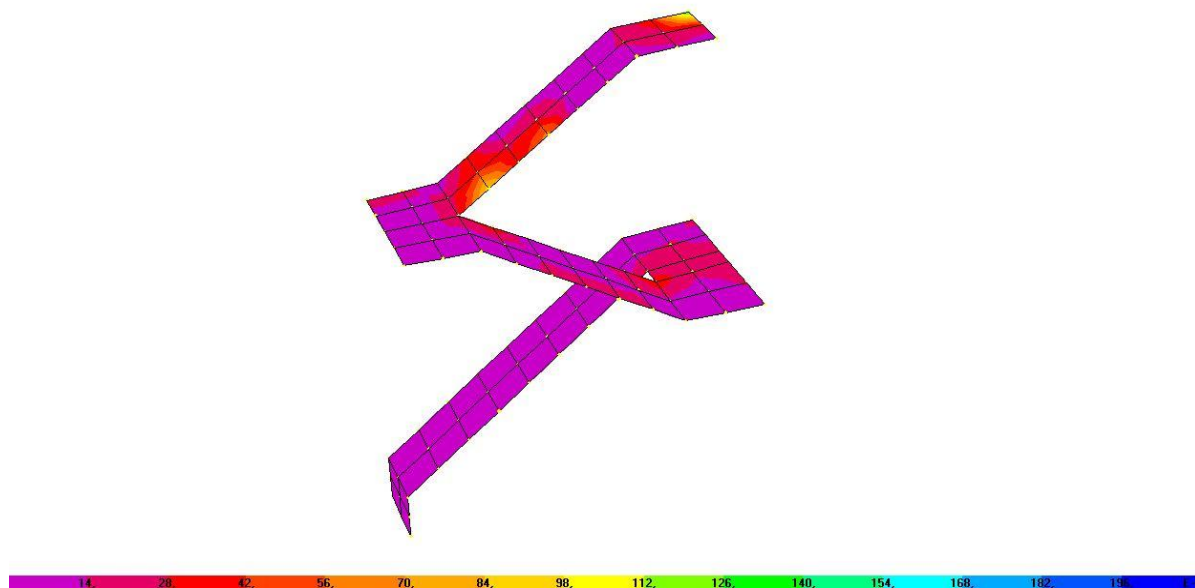
Segundo o Vão da Escada



A.Fig. 15 - Área de armadura inferior nas escadas E1 (1º, 2º e 3º lanço), segundo o vão da escada

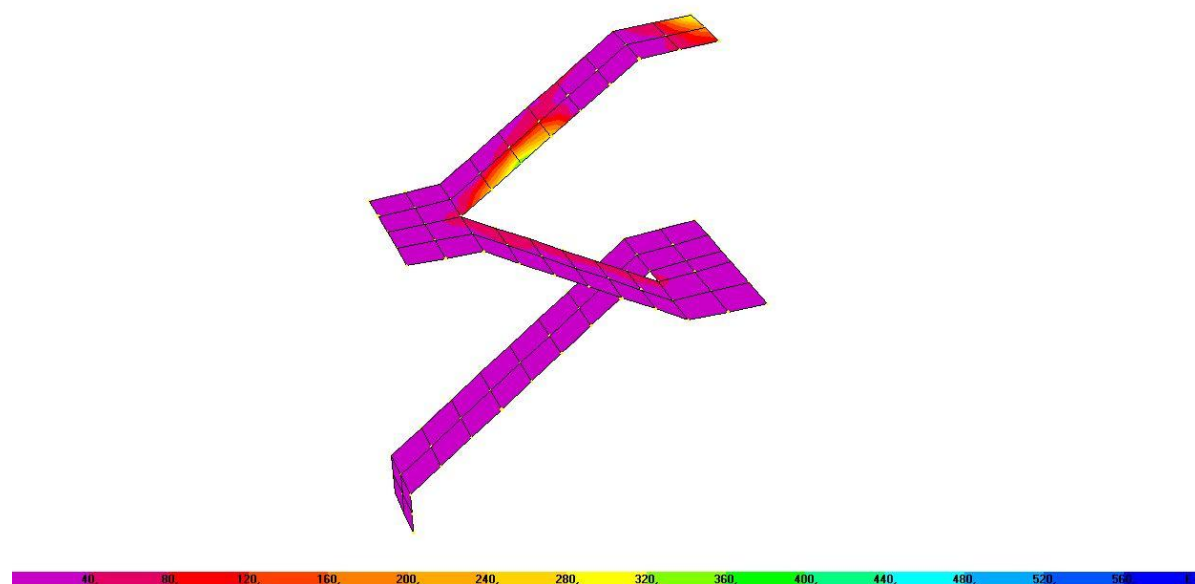
Armadura Superior

Segundo a Largura da Escada



A.Fig. 16 - Área de armadura superior nas escadas E1 (1º, 2º e 3º lanço), segundo a largura da escada

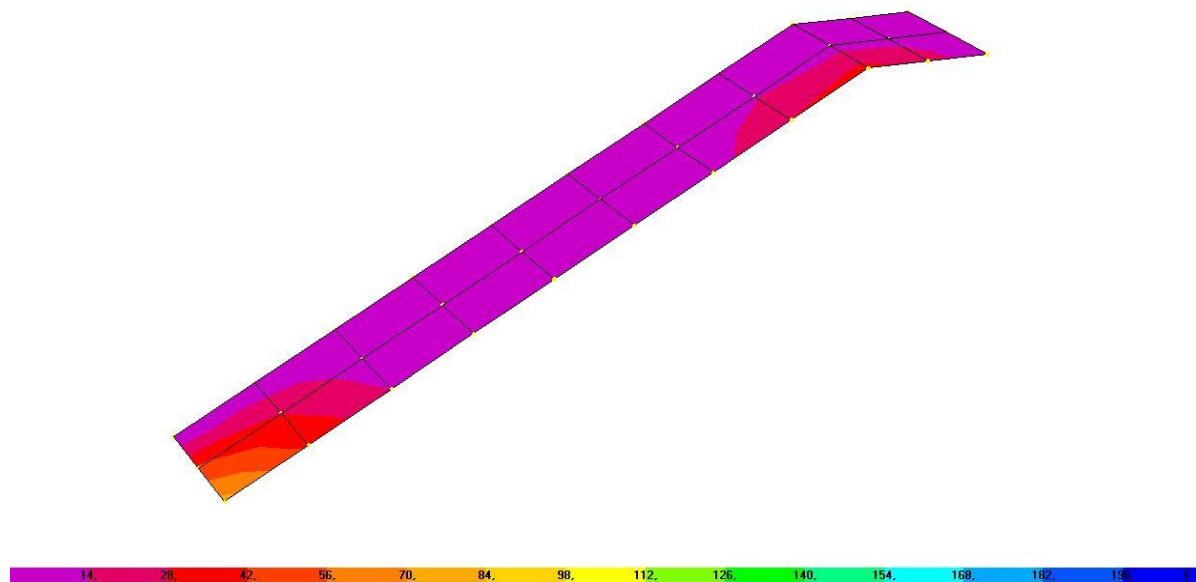
Segundo o Vão da Escada



A.Fig. 17 - Área de armadura superior nas escadas E1 (1º, 2º e 3º lanço), segundo o vão da escada

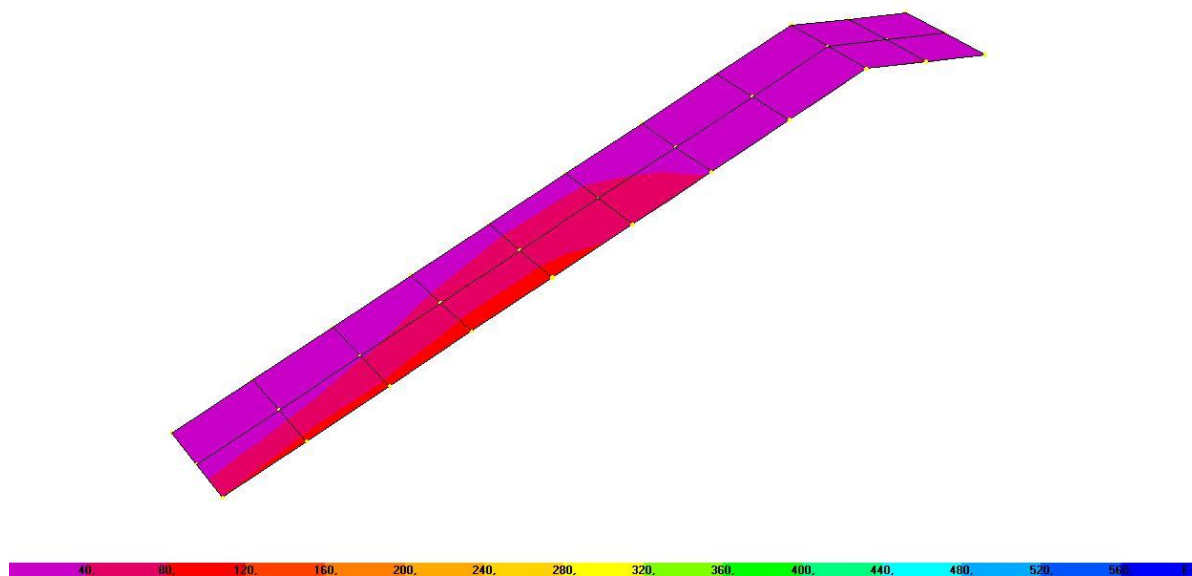
Escadas E1 – 4º Lanço
Armadura Inferior

Segundo a Largura da Escada



A.Fig. 18 - Área de armadura inferior nas escadas E1 (4º lanço), segundo a largura da escada

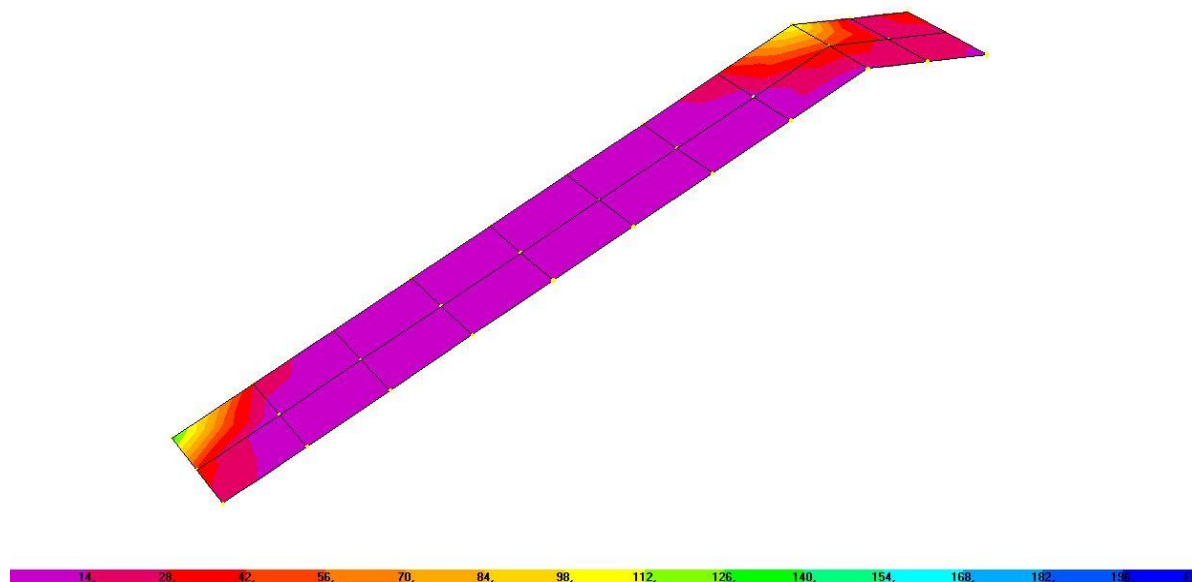
Segundo o Vão da Escada



A.Fig. 19 - Área de armadura inferior nas escadas E1 (4º lanço), segundo o vão da escada

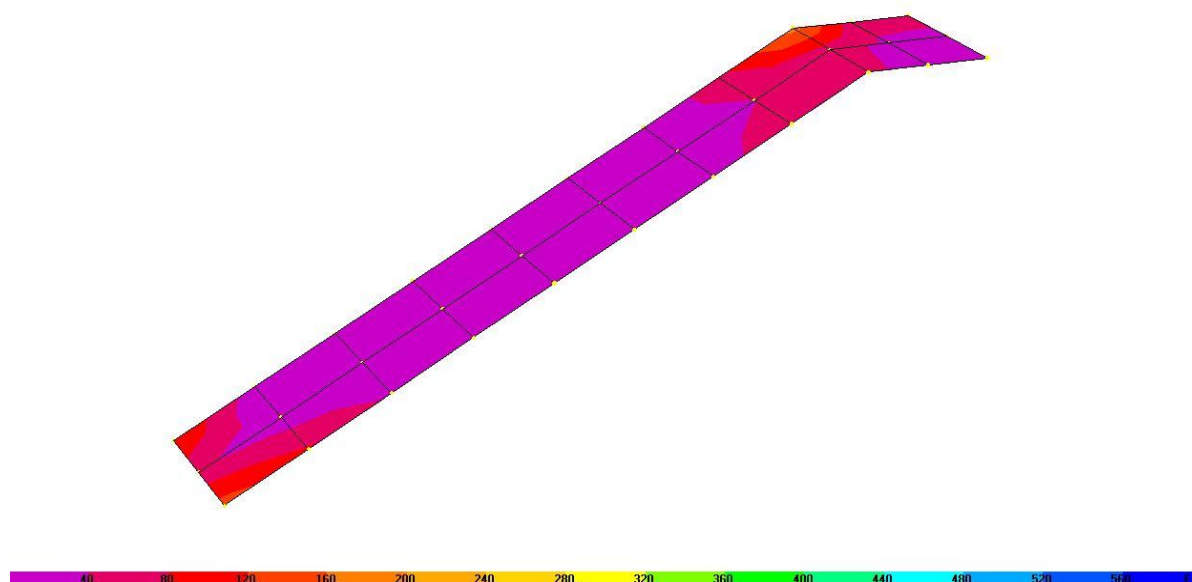
Armadura Superior

Segundo a Largura da Escada



A.Fig. 20 - Área de armadura superior nas escadas E1 (4º lanço), segundo a largura da escada

Segundo o Vão da Escada

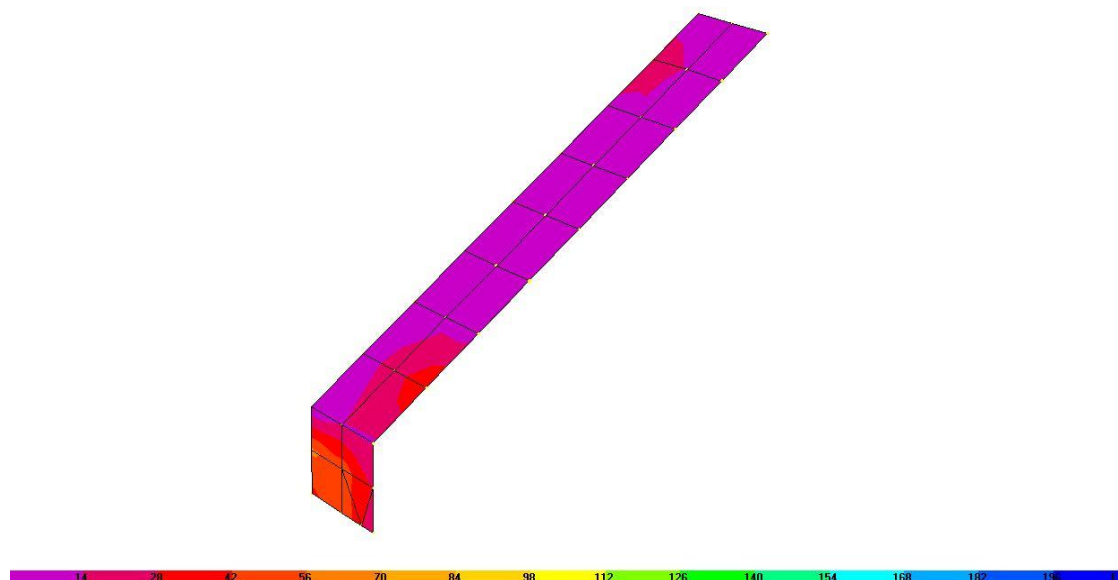


A.Fig. 21 - Área de armadura superior nas escadas E1 (4º lanço), segundo o vão da escada

Escadas E2

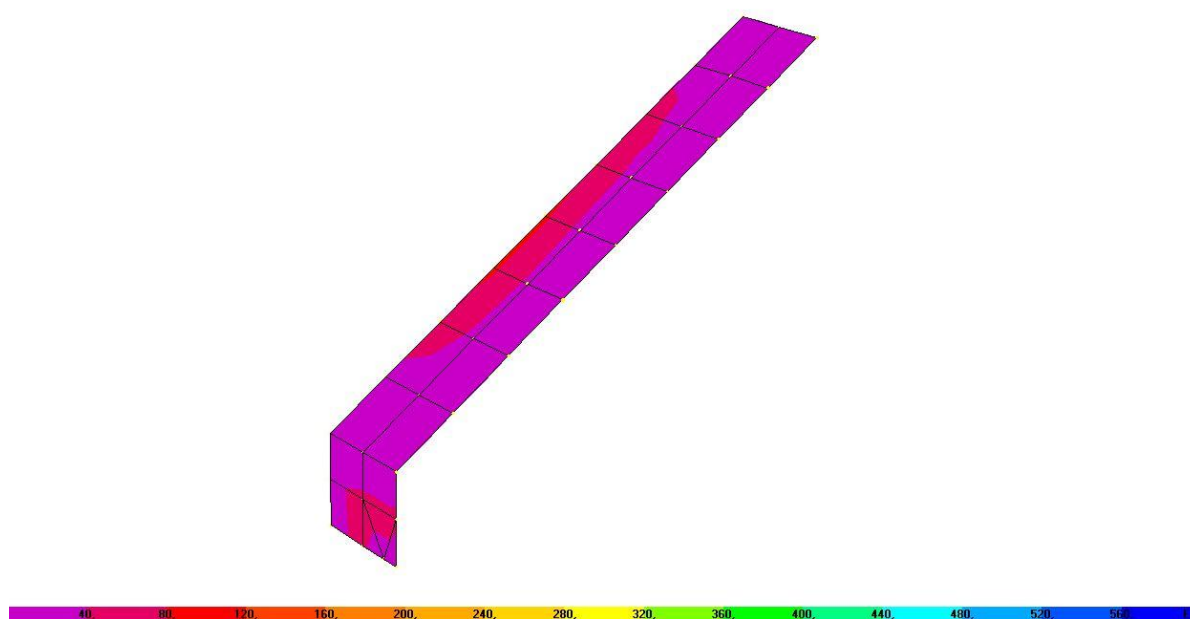
Armadura Inferior

Segundo a Largura da Escada



A.Fig. 22 - Área de armadura inferior nas escadas E2, segundo a largura da escada

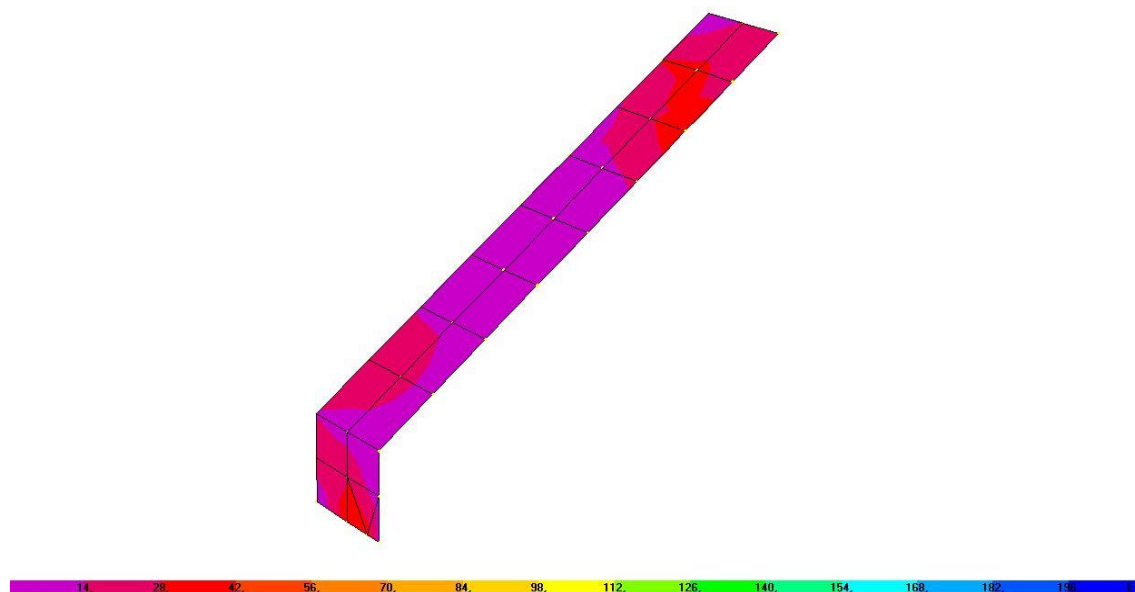
Segundo o Vão da Escada



A.Fig. 23 - Área de armadura inferior nas escadas E2, segundo o vão da escada

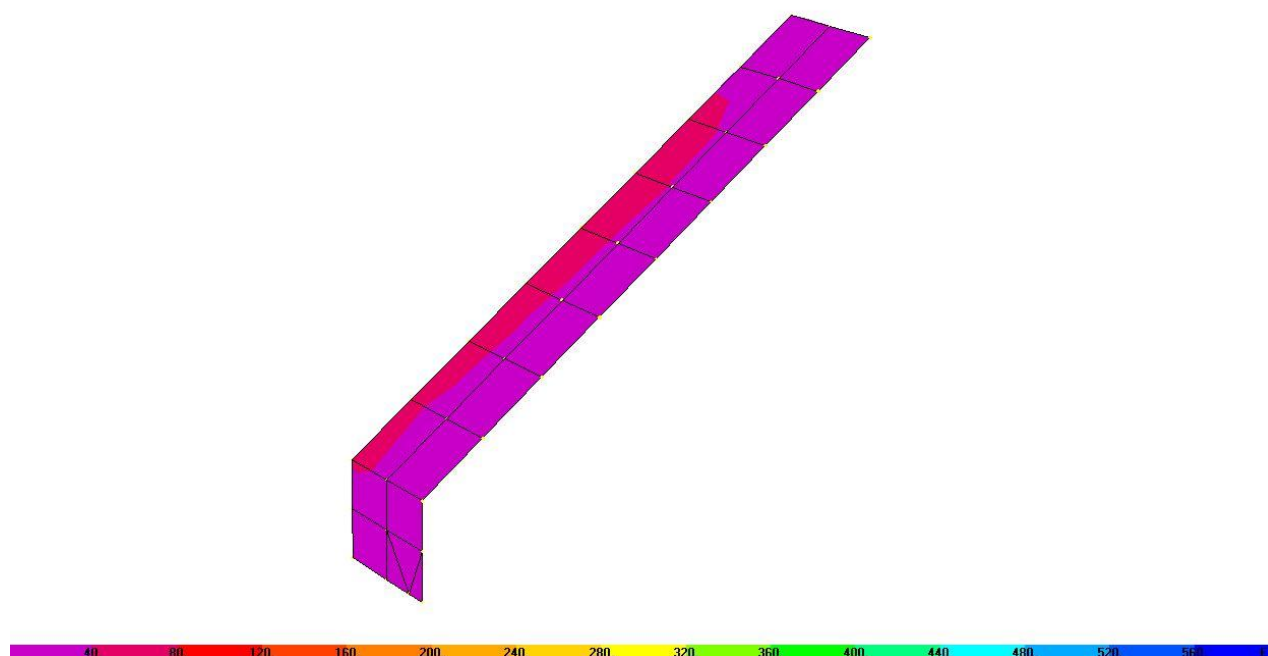
Armadura Superior

Segundo a Largura da Escada



A.Fig. 24 - Área de armadura superior nas escadas E2, segundo a largura da escada

Segundo o Vão da Escada



A.Fig. 25 - Área de armadura superior nas E2, segundo o vão da escada

Anexo 18 – Dimensionamento das Sapatas

Sapatas S2, S4, S5, S7, S8, S9, S11 e NC (carregamento central)

A. 97 – Pré-dimensionamento das sapatas com carregamento centrado

Sapata	N _{sd} (kN)	Pilar		C.M	N _{corrigido} (kN)	A _{min} (m ²)	Relação de áreas	Incremento	Dimensões Necessárias		Dimensões Adoptadas		Área final	Altura necessária	Altura Adoptada
		a (x) (m)	b (y) (m)						A' (x) (m)	B' (y) (m)	A (x) (m)	B (y) (m)	A (m ²)	H (m)	H (m)
S2 (P4)	2894,58	0,50	1,50	1,10	3184,03	15,92	2,00	2,82	2,82	5,64	2,90	5,80	16,82	1,08	1,10
S4 (P8)	3619,70	0,50	1,50	1,10	3981,67	19,91	2,00	3,16	3,16	6,31	3,40	6,40	21,76	1,23	1,30
S5 (P12)	2016,57	0,50	1,50	1,10	2218,23	11,09	2,00	2,35	2,35	4,71	2,50	4,50	11,25	0,80	0,80
S5 (P14)	1887,21	0,50	1,50	1,10	2075,93	10,38	2,00	2,28	2,28	4,56	2,50	4,50	11,25	0,80	0,80
S5 (P16)	1932,24	0,50	1,50	1,10	2125,46	10,63	2,00	2,31	2,31	4,61	2,50	4,50	11,25	0,80	0,80
S6 (P18)	869,40	0,50	1,50	1,10	956,34	4,78	2,00	1,55	1,55	3,09	1,60	3,20	5,12	0,80	0,80
S7 (P20)	314,04	0,20	0,20	1,10	345,45	1,73	1,00	1,31	1,31	1,31	1,40	1,40	1,96	0,80	0,80
S8 (P21)	88,91	0,20	0,20	1,10	97,80	0,49	1,00	0,70	0,80	0,80	0,80	0,80	0,64	0,80	0,80
S9 (P22)	87,30	0,20	0,20	1,10	96,03	0,48	1,00	0,69	0,80	0,80	0,80	0,80	0,64	0,80	0,80
S11 (P47)	151,132	0,30	0,30	1,10	166,245	0,83	1,00	0,91	0,91	0,91	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80
NC	3092,98	2,77	3,40	1,10	3402,28	17,01	1,00	4,12	4,12	4,12	4,10	4,50	18,45	0,80	1,30

A. 98 – Verificação da segurança das sapatas com carregamento central

Sapata	Verificação da Segurança			
	PP da Sapata (kN)	N _b (kN)	σ_{Solo} (MPa)	σ_{adm} (MPa)
S2 (P4)	462,55	3357,13	0,20	0,20
S4 (P8)	707,20	4326,90	0,20	0,20
S5 (P12)	225,00	2241,57	0,20	0,20
S5 (P14)	225,00	2112,21	0,19	0,20
S5 (P16)	225,00	2157,24	0,19	0,20
S6 (P18)	102,40	971,80	0,19	0,20
S7 (P20)	39,20	353,24	0,18	0,20
S8 (P21)	12,80	101,71	0,16	0,20
S9 (P22)	12,80	100,10	0,16	0,20
S11 (P47)	20,00	171,13	0,17	0,20
NC	599,63	3692,61	0,20	0,20

A. 99 – Armaduras das sapatas com carregamento central na direcção X

Sapata	Armadura na Direcção X (Superior e Inferior)								
	γ	a ₀ (m)	a (m)	d (m)	F _{tsd} (kN)	b (m)	f _{syd} (MPa)	A _{s,x} (cm ² /m)	Varões
S2 (P4)	1,50	0,50	2,90	1,05	1438,77	5,80	348,00	7,13	ø10 // 0.10
S4 (P8)	1,50	0,50	3,40	1,25	1882,20	6,40	348,00	8,45	ø12 // 0.125
S5 (P12)	1,50	0,50	2,50	0,75	1120,79	4,50	348,00	7,16	ø10 // 0.10
S5 (P14)	1,50	0,50	2,50	0,75	1056,10	4,50	348,00	6,74	ø10 // 0.10
S5 (P16)	1,50	0,50	2,50	0,75	1078,62	4,50	348,00	6,89	ø10 // 0.10
S6 (P18)	1,50	0,50	1,60	0,75	267,25	3,20	348,00	2,40	ø10 // 0.15
S7 (P20)	1,50	0,20	1,40	0,75	105,97	1,40	348,00	2,18	ø10 // 0.15
S8 (P21)	1,50	0,20	0,80	0,75	15,26	0,80	348,00	0,55	ø10 // 0.15
S9 (P22)	1,50	0,20	0,80	0,75	15,02	0,80	348,00	0,54	ø10 // 0.15
S11 (P47)	1,50	0,30	1,00	0,75	29,948	1,00	348,00	0,861	ø10 // 0.15
NC	1,50	2,77	4,10	1,25	736,67	4,50	348,00	4,70	ø10 // 0.15

A. 100 – Armaduras das sapatas com carregamento central na direcção Y

Sapata	Armadura na Direcção Y (Superior e Inferior)								
	γ	a_0 (m)	a (m)	d (m)	F_{tsd} (kN)	b (m)	f_{syd} (MPa)	A_s (cm ² /m)	Varões
S2 (P4)	1,50	1,50	5,80	1,05	2577,79	2,90	348,00	25,54	ø20 // 0.10
S4 (P8)	1,50	1,50	6,40	1,25	3180,27	3,40	348,00	26,88	ø20 // 0.10
S5 (P12)	1,50	1,50	4,50	0,75	1681,18	2,50	348,00	19,32	ø16 // 0.10
S5 (P14)	1,50	1,50	4,50	0,75	1584,16	2,50	348,00	18,21	ø16 // 0.10
S5 (P16)	1,50	1,50	4,50	0,75	1617,93	2,50	348,00	18,60	ø16 // 0.10
S6 (P18)	1,50	1,50	3,20	0,75	413,02	1,60	348,00	7,42	ø10 // 0.10
S7 (P20)	1,50	0,20	1,40	0,75	105,97	1,40	348,00	2,18	ø10 // 0.15
S8 (P21)	1,50	0,20	0,80	0,75	15,26	0,80	348,00	0,55	ø10 // 0.15
S9 (P22)	1,50	0,20	0,80	0,75	15,02	0,80	348,00	0,54	ø10 // 0.15
S11 (P47)	1,50	0,30	1,00	0,75	29,948	1,00	348,00	0,861	ø10 // 0.15
NC	1,50	3,40	4,50	1,25	609,28	4,10	348,00	4,27	ø10 // 0.15

Sapatas S1, S3, S10 e Muros M1, M2 e M5

A. 101 – Pré-dimensionamento das sapatas laterais

Sapata	N _{sd} (kN)	Pilar		C.M	N _{corrigido} (kN)	A _{min} (m ²)	Relação de áreas	Incremento	Dimensões Necessárias		Dimensões Adoptadas		Área final	Altura necessária	Altura Adoptada
		a (x) (m)	b (y) (m)						A' (x) (m)	B' (x) (m)	A (x) (m)	B (x) (m)	A (m ²)	H (m)	H (m)
S1 (P1)	219,07	0,30	1,00	1,10	240,98	1,20	2,00	0,78	0,78	1,55	1,40	2,00	2,80	0,80	0,80
S1 (P2)	262,71	0,50	1,50	1,10	288,98	1,44	2,00	0,85	0,85	1,70	1,50	3,00	4,50	0,80	0,80
S3 (P6)	323,11	0,30	1,00	1,10	355,42	1,78	2,00	0,94	0,94	1,89	1,40	2,00	2,80	0,80	1,30
S10 (P5)	1154,91	0,50	1,50	1,10	1270,41	6,35	2,00	1,78	1,78	3,56	2,00	4,00	8,00	1,25	1,30
S10 (P9)	1182,93	0,50	1,50	1,10	1301,22	6,51	2,00	1,80	1,80	3,61	2,00	4,00	8,00	1,25	1,30
S10 (P11)	1159,71	0,50	1,50	1,10	1275,68	6,38	2,00	1,79	1,79	3,57	2,00	4,00	8,00	1,25	1,30
S10 (P13)	1067,61	0,50	1,50	1,10	1174,37	5,87	2,00	1,71	1,71	3,43	2,00	4,00	8,00	1,25	1,30
S10 (P15)	1028,83	0,50	1,50	1,10	1131,71	5,66	2,00	1,68	1,68	3,36	2,00	4,00	8,00	1,25	1,30
S10 (P17)	951,60	0,50	1,50	1,10	1046,76	5,23	2,00	1,62	1,62	3,24	2,00	4,00	8,00	1,25	1,30

A. 102 – Pré-dimensionamento dos muros laterais M1, M2 e M5

Muro	N _{sd} (kN)	Parede por metro		C.M	N _{corrigido} (kN)	A _{min} (m ²)	Dimensões Necessárias		Dimensões Adoptadas		Área final	Altura necessária	Altura Adoptada
		Comprimento (m)	Espessura (m)				Comprimento (m)	Largura (m)	Comprimento (m)	Largura (m)	A (m ²)	H (m)	H (m)
M1 e M2	116,97	1,00	0,30	1,10	128,66	0,64	1,00	0,64	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80
M5	216,22	1,00	0,30	1,10	237,84	1,19	1,00	1,19	1,00	1,20	1,20	0,80	0,80

A. 103 – Verificação da segurança das sapatas laterais

Sapata	Verificação da Segurança			
	PP da Sapata (kN)	N _b (kN)	σ_{Solo} (MPa)	σ_{adm} (MPa)
S1 (P1)	56,00	275,07	0,10	0,20
S1 (P2)	90,00	352,71	0,08	0,20
S3 (P6)	91,00	414,11	0,15	0,20
S10 (P5)	260,00	1414,91	0,18	0,20
S10 (P9)	260,00	1442,93	0,18	0,20
S10 (P11)	260,00	1419,71	0,18	0,20
S10 (P13)	260,00	1327,61	0,17	0,20
S10 (P15)	260,00	1288,83	0,16	0,20
S10 (P17)	260,00	1211,60	0,15	0,20

A. 104 – Verificação da segurança dos muros M1, M2 e M5

Muro	Verificação da Segurança			
	PP da Sapata (kN)	N _b (kN)	σ_{Solo} (MPa)	σ_{adm} (MPa)
M1 e M2	16,00	132,97	0,17	0,20
M5	24,00	240,22	0,20	0,20

A. 105 – Armaduras das sapatas laterais na direcção X

Sapata	Armadura na Direcção X (Superior e Inferior)								
	γ	a ₀ (m)	a (m)	d (m)	F _{tsd} (kN)	b (m)	f _{syd} (MPa)	A _{s,x} (cm ² /m)	Varões
S1 (P1)	1,50	0,30	1,40	0,75	75,65	2,00	348,00	1,09	ø10 // 0.15
S1 (P2)	1,50	0,50	1,50	0,75	88,18	3,00	348,00	0,84	ø10 // 0.15
S3 (P6)	1,50	0,30	1,40	1,25	68,33	2,00	348,00	0,98	ø10 // 0.15
S10 (P5)	1,50	0,50	2,00	1,25	318,36	4,00	348,00	2,29	ø10 // 0.15
S10 (P9)	1,50	0,50	2,00	1,25	324,66	4,00	348,00	2,33	ø10 // 0.15
S10 (P11)	1,50	0,50	2,00	1,25	319,43	4,00	348,00	2,29	ø10 // 0.15
S10 (P13)	1,50	0,50	2,00	1,25	298,71	4,00	348,00	2,15	ø10 // 0.15
S10 (P15)	1,50	0,50	2,00	1,25	289,99	4,00	348,00	2,08	ø10 // 0.15
S10 (P17)	1,50	0,50	2,00	1,25	272,61	4,00	348,00	1,96	ø10 // 0.15

A. 106 – Armaduras das sapatas laterais na direcção Y

Sapata	Armadura na Direcção Y (Superior e Inferior)								
	γ	a_0 (m)	a (m)	d (m)	F_{tsd} (kN)	b (m)	f_{syd} (MPa)	$A_{s,y}$ (cm ² /m)	Varões
S1 (P1)	1,50	1,00	2,00	0,75	275,07	1,40	348,00	5,65	ø10 // 0.125
S1 (P2)	1,50	1,50	3,00	0,75	529,07	1,50	348,00	10,14	ø12 // 0.10
S3 (P6)	1,50	1,00	2,00	1,25	248,47	1,40	348,00	5,10	ø10 // 0.15
S10 (P5)	1,50	1,50	4,00	1,25	2122,37	2,00	348,00	30,49	ø20 // 0.10
S10 (P9)	1,50	1,50	4,00	1,25	2164,39	2,00	348,00	31,10	ø20 // 0.10
S10 (P11)	1,50	1,50	4,00	1,25	2129,56	2,00	348,00	30,60	ø20 // 0.10
S10 (P13)	1,50	1,50	4,00	1,25	1991,42	2,00	348,00	28,61	ø20 // 0.10
S10 (P15)	1,50	1,50	4,00	1,25	1933,24	2,00	348,00	27,78	ø20 // 0.10
S10 (P17)	1,50	1,50	4,00	1,25	1817,40	2,00	348,00	26,11	ø20 // 0.10

A. 107 – Armaduras dos Muros laterais M1, M2 e M5

Sapata	Armadura (Superior e Inferior, segundo as duas direcções)							
	γ	a_0 (m)	a (m)	d (m)	F_{tsd} (kN)	f_{syd} (MPa)	A_s (cm ² /m)	Varões
M1 e M2	1,50	0,30	0,80	0,75	66,48	348,00	1,91	ø10 // 0.15
M5	1,50	0,30	1,20	0,75	216,19	348,00	6,21	ø10 // 0.125

Muros M3 e M4

A. 108 – Pré-dimensionamento dos muros M3 e M4

Sapata	N _{sd} (kN)	Parede por metro		C.M	N _{corrigido} (kN)	A _{min} (m ²)	Dimensões Necessárias		Dimensões Adoptadas		Área final	Altura necessária	Altura Adoptada
		Comprimento (m)	Espessura (m)				Comprimento (m)	Largura (m)	Comprimento (m)	Largura (m)	A (m ²)	H (m)	H (m)
M3	168,67	1,00	0,30	1,25	210,84	1,05	1,00	1,05	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80
M4	132,29	1,00	0,30	1,25	165,36	0,83	1,00	0,83	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80

A. 109 – Constante de winkler (Coeficiente de balastro)

Muro	a/b	ρ	E _s (kN/m ²)	v	Constante de Winkler
M3	1,00	1,05	40000,00	0,20	43750,00
M4	1,00	1,05	40000,00	0,20	43750,00

A. 110 – Tensões nos muros M3 e M4

Muro	Coeficiente β							Tensões			
	C	l (m)	l ₁ (m)	h (m)	E (GPa)	I _s (Parede por metro) (m ⁴)	β	d (m)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	σ _{médio} (MPa)
M3	43750,00	1,00	1,00	10,03	30,50	0,002	0,02	0,30	0,25	0,129	0,19
M4	43750,00	1,00	1,00	10,03	30,50	0,002	0,02	0,30	0,201	0,104	0,15

A. 111 – Verificação da segurança e armaduras dos muros M3 e M4

Muro	Verificação da Segurança				Armadura (Superior e Inferior, segundo as duas direcções)							
					γ	a_0 (m)	a (m)	d (m)	F_{tsd} (kN)	f_{syd} (MPa)	A_s (cm ² /m)	Varões
M3	20,00	188,67	0,19	0,20	1,50	0,30	1,00	0,75	147,51	348,00	4,24	ø10 // 0.125
M4	20,00	152,29	0,15	0,20	1,50	0,30	1,00	0,75	83,16	348,00	2,39	ø10 // 0.125

A. 112 – Módulos de Elasticidades dos solos

Tipo de Solo	Módulo de Elasticidade do Solo (E_s) (kg/cm ²)
Lodos e argilas moles	$E_s \leq 25$
Argilas consistentes	$25 < E_s < 100$
Argilas duras	$100 < E_s < 1000$
Rochas brandas alteradas	$5000 < E_s < 40000$
Rochas duras (granitos)	$100000 < E_s < 500000$
Rochas decompostas (saibros)	$500 < E_s < 1000$
Areias pouco compactas	$E_s \leq 100$
Areias de compactidade média	$100 < E_s < 400$
Areias compactas	$400 < E_s < 1000$
Areias muito compactas	$E_s \geq 1000$

Armadura Longitudinal das vigas de fundação

A. 113 – Armadura longitudinal das vigas de fundação_1

Viga	Zona	A _s (Modelo) (cm ²)			A _s Adoptado (Aço)			A _s (Aço) (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
VF1 (1)	Sup.	5,29	5,29	5,29	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	5,29	5,29	5,29	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
VF1 (2)	Sup.	5,29	5,29	5,29	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	5,29	5,29	5,29	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
VF2	Sup.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
	Inf.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
VF3	Sup.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
	Inf.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
VF4	Sup.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
	Inf.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
VF5	Sup.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
	Inf.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
VF6	Sup.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
	Inf.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
VF7	Sup.	3,527	3,527	3,527	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,527	3,527	3,527	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	4,02	4,02	4,02
VF8	Sup.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
	Inf.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
VF9	Sup.	5,29	5,29	5,29	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	5,29	5,29	5,29	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
VF10	Sup.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
	Inf.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
VF11	Sup.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
	Inf.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
VF12	Sup.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
	Inf.	8,817	8,817	8,817	5 ø 16	5 ø 16	5 ø 16	10,05	10,05	10,05
VF13	Sup.	5,29	5,29	5,29	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	5,29	5,29	5,29	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
VF14	Sup.	5,29	5,29	5,29	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
	Inf.	5,29	5,29	5,29	3 ø 16	3 ø 16	3 ø 16	6,03	6,03	6,03
VF15	Sup.	3,527	3,527	3,527	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,527	3,527	3,527	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	4,02	4,02	4,02
VF16	Sup.	3,527	3,527	3,527	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,527	3,527	3,527	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	4,02	4,02	4,02
VF17	Sup.	3,527	3,527	3,527	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,527	3,527	3,527	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	4,02	4,02	4,02
VF18	Sup.	3,527	3,527	3,527	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	4,02	4,02	4,02
	Inf.	3,527	3,527	3,527	2 ø 16	2 ø 16	2 ø 16	4,02	4,02	4,02
VF19	Sup.	15,177	8,817	19,431	5 ø 20	4 ø 20	7 ø 20	15,71	12,57	21,99
	Inf.	8,817	16,023	8,817	4 ø 20	7 ø 20	4 ø 20	12,57	21,99	12,57
VF20	Sup.	12,026	8,817	19,63	5 ø 20	4 ø 20	7 ø 20	15,71	12,57	21,99
	Inf.	8,817	16,019	8,817	4 ø 20	7 ø 20	4 ø 20	12,57	21,99	12,57

A. 114 – Armadura longitudinal das vigas de fundação_2

Viga	Zona	A _s (Modelo) (cm ²)			As Adoptado (Aço)			A _s (Aço) (cm ²)		
		Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
VF21	Sup.	24,465	8,817	18,851	5 ø 25	4 ø 20	7 ø 20	24,54	12,57	21,99
	Inf.	8,817	15,738	8,817	4 ø 20	7 ø 20	4 ø 20	12,57	21,99	12,57
VF22	Sup.	18,273	8,817	19,498	7 ø 20	4 ø 20	7 ø 20	22,29	12,57	22,39
	Inf.	8,817	16,057	8,817	4 ø 20	7 ø 20	4 ø 20	12,57	21,99	12,57
VF23	Sup.	18,336	8,817	19,435	7 ø 20	4 ø 20	7 ø 20	22,29	12,57	22,39
	Inf.	8,817	16,055	8,817	4 ø 20	7 ø 20	4 ø 20	12,57	21,99	12,57
VF24	Sup.	18,392	8,817	19,296	7 ø 20	4 ø 20	7 ø 20	22,29	12,57	22,39
	Inf.	8,817	16,093	8,817	4 ø 20	7 ø 20	4 ø 20	12,57	21,99	12,57

Armadura Transversal das vigas de fundação

A. 115 – Armadura transversal das vigas de fundação

Viga	A _s /s (Modelo) (cm ² /m)			A _s /s (Aço) (Varões)			A _s /m (Adoptado) (cm ² /m)		
	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim	Início	Meio	Fim
VF1 (1)	3,00	3,00	3,00	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	4,02	4,02	4,02
VF1 (2)	3,00	3,00	3,00	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	4,02	4,02	4,02
VF2	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF3	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF4	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF5	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF6	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF7	2,00	2,00	2,00	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	4,02	4,02	4,02
VF8	5,00	5,00	6,20	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF9	7,30	7,20	7,10	ø 8 // 0.10, 2 r	ø 8 // 0.10, 2 r	ø 8 // 0.10, 2 r	10,06	10,06	10,06
VF10	5,00	6,30	6,70	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF11	5,00	6,50	6,70	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF12	5,00	6,20	6,60	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF13	3,00	3,00	3,00	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	4,02	4,02	4,02
VF14	3,00	3,00	3,00	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	4,02	4,02	4,02
VF15	3,10	3,30	3,30	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	4,02	4,02	4,02
VF16	3,40	3,30	3,10	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	4,02	4,02	4,02
VF17	2,60	2,60	2,70	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	4,02	4,02	4,02
VF18	3,50	3,20	3,10	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	ø 8 // 0.25, 2 r	4,02	4,02	4,02
VF19	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF20	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF21	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF22	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF23	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04
VF24	5,00	5,00	5,00	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	ø 8 // 0.25, 4 r	8,04	8,04	8,04

Taxas de armadura das vigas de fundação

A. 116 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas de fundação_1

Viga	A _c (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
VF1 (1)	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF1 (2)	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF2	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF3	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF4	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF5	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF6	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF7	0,11	Sup.	4,02	0,004	4,020	0,004	4,020	0,004
		Inf.	4,02	0,004	4,020	0,004	4,020	0,004
VF8	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF9	0,165	Sup.	6,03	0,004	6,030	0,004	6,030	0,004
		Inf.	6,03	0,004	6,030	0,004	6,030	0,004
VF10	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF11	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF12	0,275	Sup.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
		Inf.	10,05	0,004	10,050	0,004	10,050	0,004
VF13	0,165	Sup.	6,03	0,004	6,030	0,004	6,030	0,004
		Inf.	6,03	0,004	6,030	0,004	6,030	0,004
VF14	0,165	Sup.	6,03	0,004	6,030	0,004	6,030	0,004
		Inf.	6,03	0,004	6,030	0,004	6,030	0,004
VF15	0,11	Sup.	4,02	0,004	4,020	0,004	4,020	0,004
		Inf.	4,02	0,004	4,020	0,004	4,020	0,004
VF16	0,11	Sup.	4,02	0,004	4,020	0,004	4,020	0,004
		Inf.	4,02	0,004	4,020	0,004	4,020	0,004
VF17	0,11	Sup.	4,02	0,004	4,020	0,004	4,020	0,004
		Inf.	4,02	0,004	4,020	0,004	4,020	0,004
VF18	0,11	Sup.	4,02	0,004	4,020	0,004	4,020	0,004
		Inf.	4,02	0,004	4,020	0,004	4,020	0,004
VF19	0,275	Sup.	15,71	0,006	12,570	0,005	21,990	0,008
		Inf.	12,57	0,005	21,990	0,008	12,570	0,005
VF20	0,275	Sup.	15,71	0,006	12,570	0,005	21,990	0,008
		Inf.	12,57	0,005	21,990	0,008	12,570	0,005

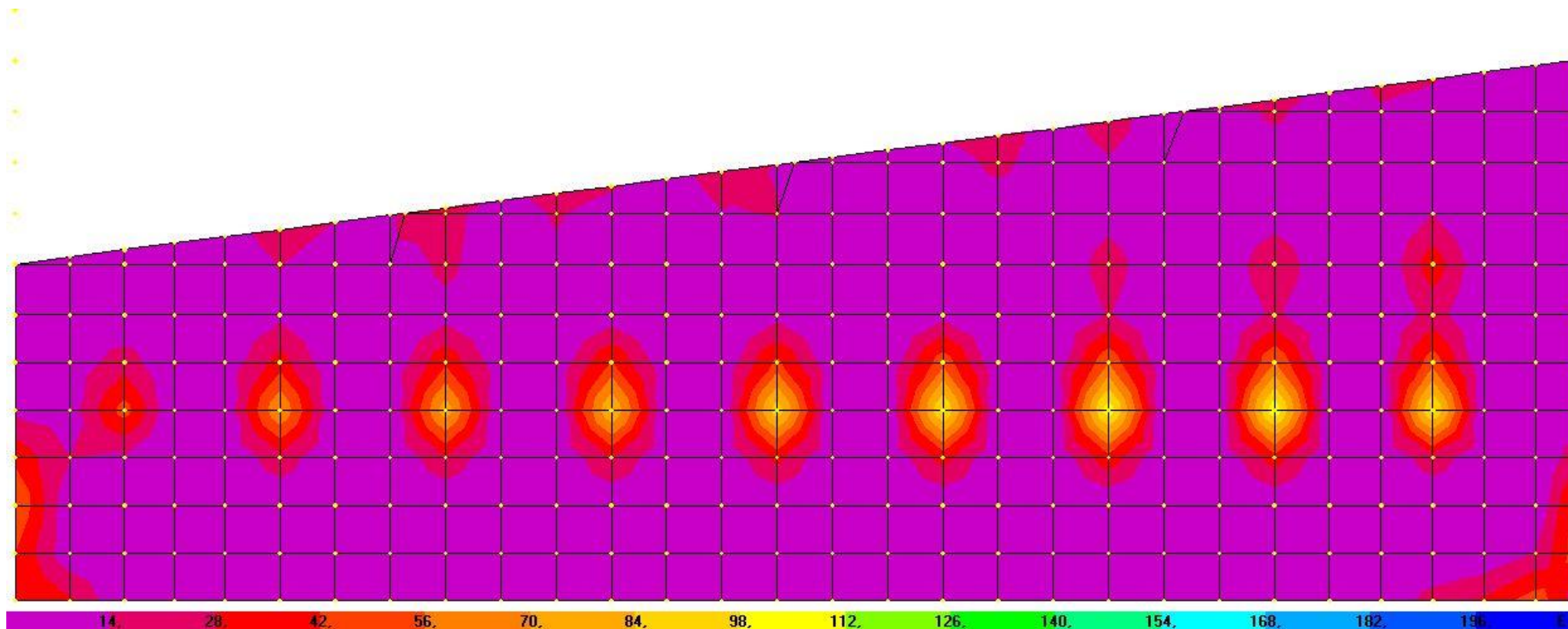
A. 117 – Taxa de armadura longitudinal nas vigas de fundação_2

Viga	A _c (m ²)	Zona	Início		Meio		Fim	
			A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ	A _s (cm ²)	ρ
VF21	0,275	Sup.	24,54	0,009	12,570	0,005	21,990	0,008
		Inf.	12,57	0,005	21,990	0,008	12,570	0,005
VF22	0,275	Sup.	22,29	0,008	12,570	0,005	22,390	0,008
		Inf.	12,57	0,005	21,990	0,008	12,570	0,005
VF23	0,275	Sup.	22,29	0,008	12,570	0,005	22,390	0,008
		Inf.	12,57	0,005	21,990	0,008	12,570	0,005
VF24	0,275	Sup.	22,29	0,008	12,570	0,005	22,390	0,008
		Inf.	12,57	0,005	21,990	0,008	12,570	0,005

Anexo 19 – Armaduras – Muros de Contenção¹¹

Armatura Exterior – Muro M3

Horizontal

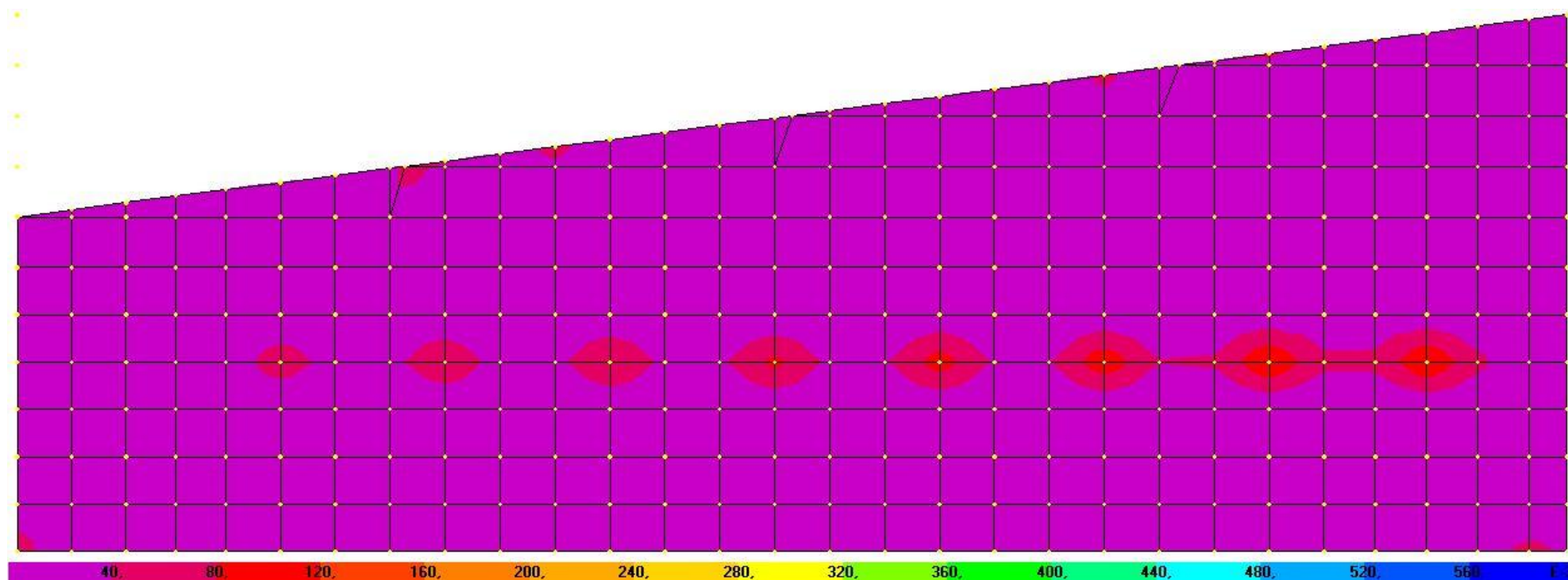


A.Fig. 26 - Área de armadura horizontal exterior no Muro M3

¹¹ Deve-se referir que em todas as imagens das armaduras dos muros de contenção, a régua relativa à legenda encontra-se em cm^2/cm , e os respectivos valores multiplicados por 0,001, como mostra nas legendas na extremidade direita.

Armadura Exterior – Muro M3

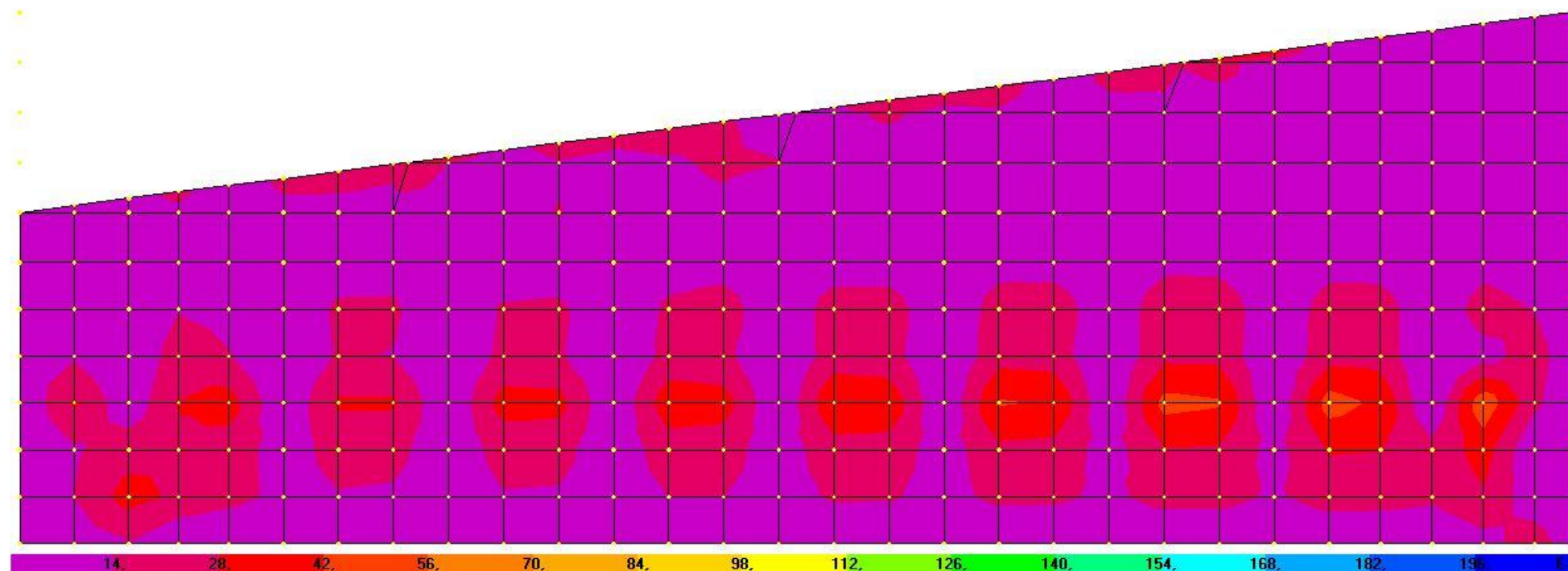
Vertical



A.Fig. 27 - Área de armadura vertical exterior no Muro M3

Armadura Interior – Muro M3

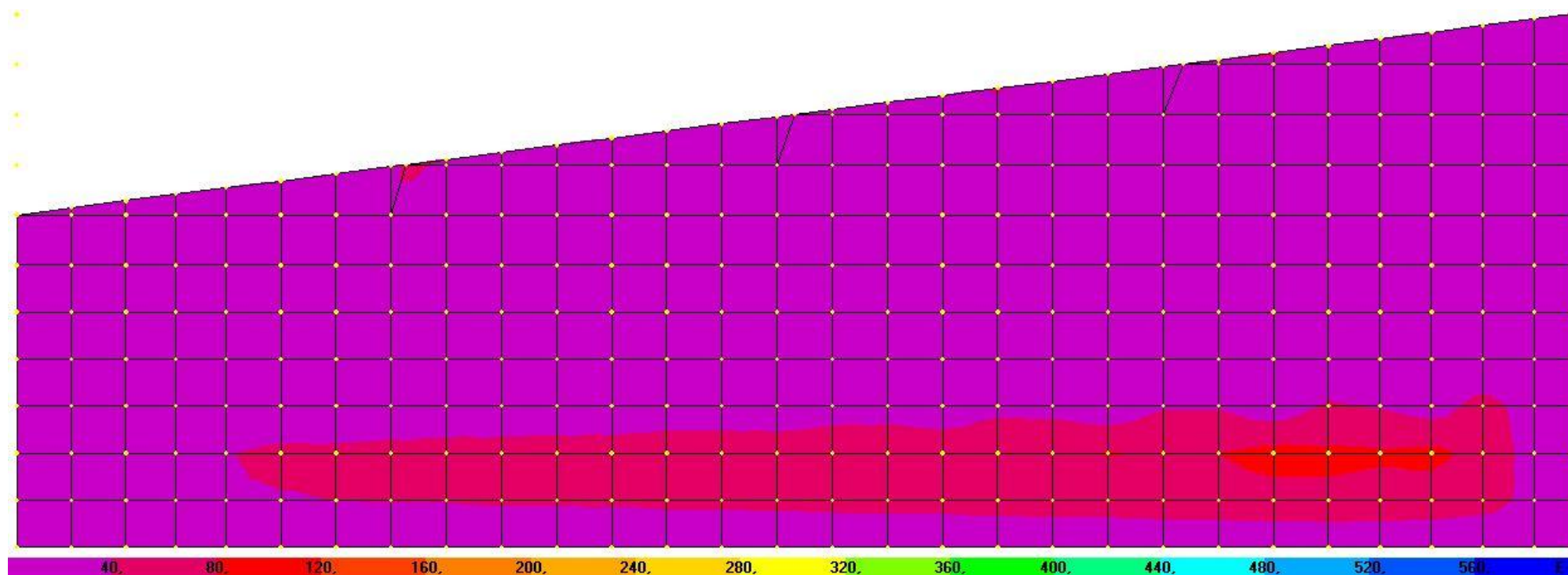
Horizontal



A.Fig. 28 - Área de armadura horizontal interior no Muro M3

Armadura Interior – Muro M3

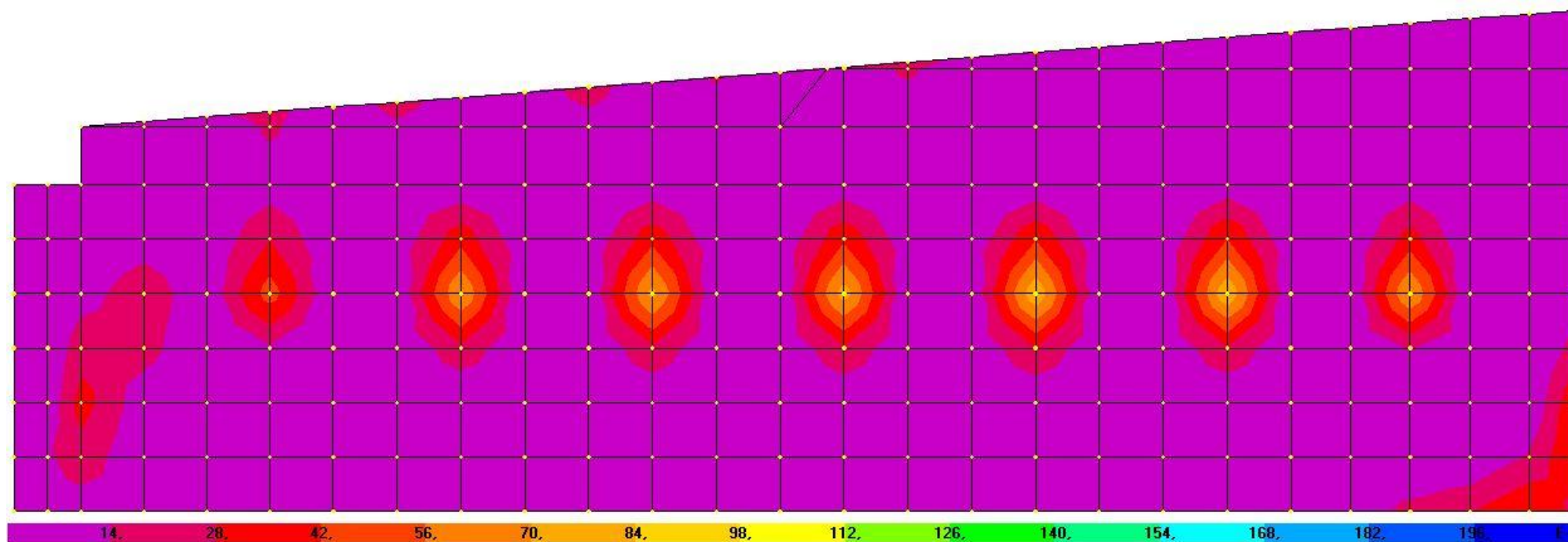
Vertical



A.Fig. 29 - Área de armadura vertical interior no Muro M3

Armadura Exterior – Muro M4

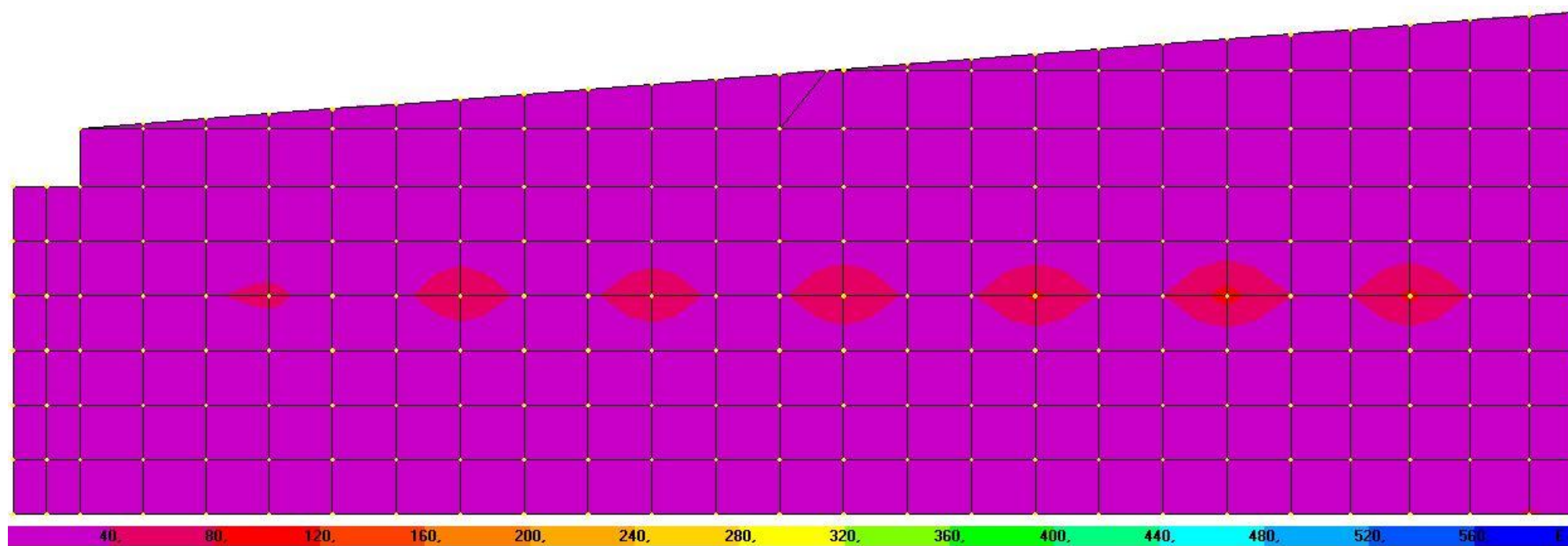
Horizontal



A.Fig. 30 - Área de armadura horizontal exterior no Muro M4

Armadura Exterior – Muro M4

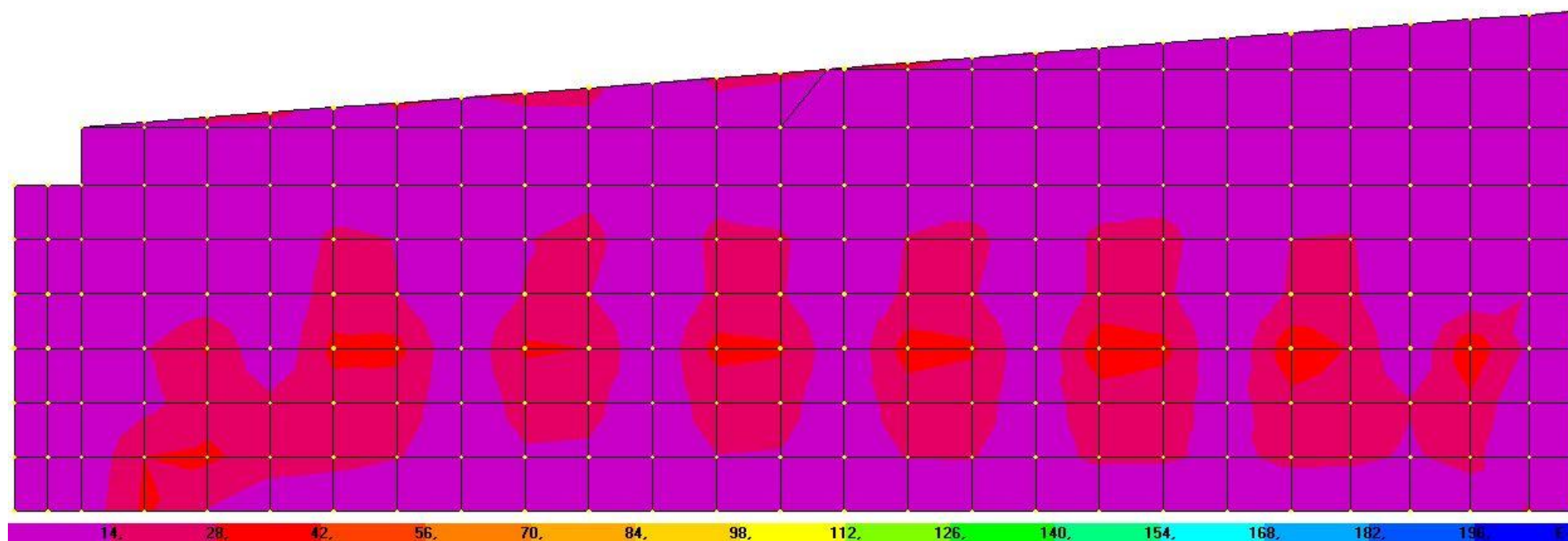
Vertical



A.Fig. 31 - Área de armadura vertical exterior no Muro M4

Armadura Interior – Muro M4

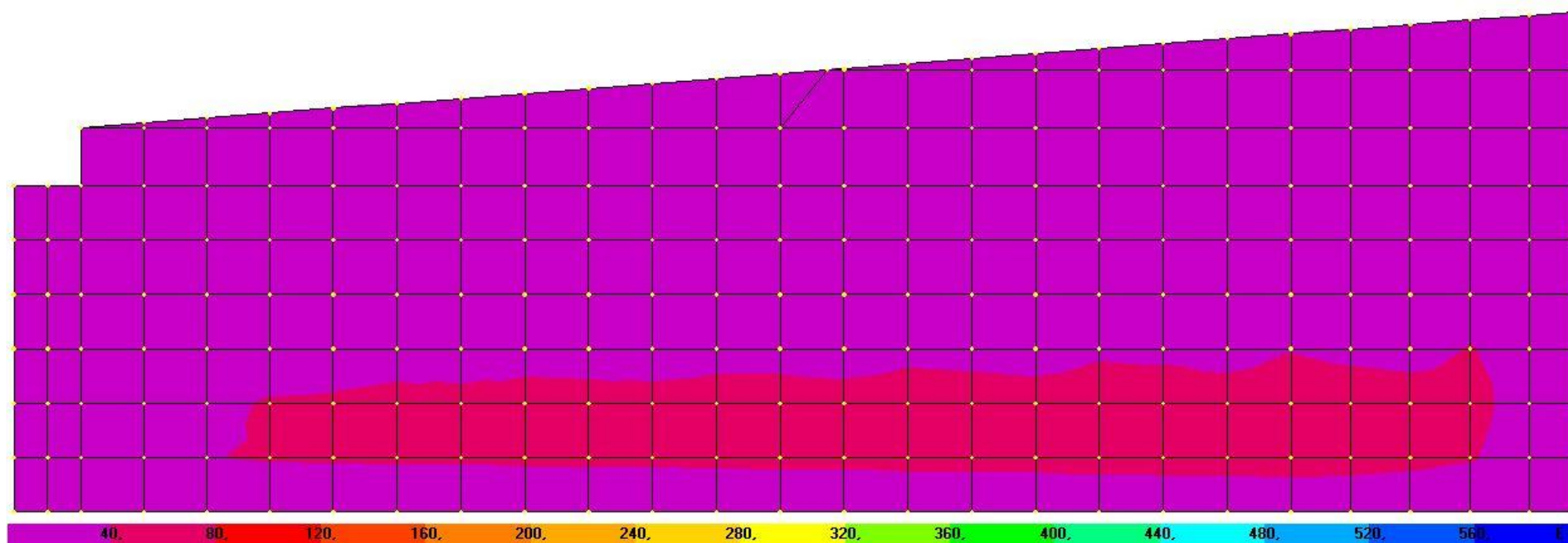
Horizontal



A.Fig. 32 - Área de armadura horizontal interior no Muro M4

Armadura Interior – Muro M4

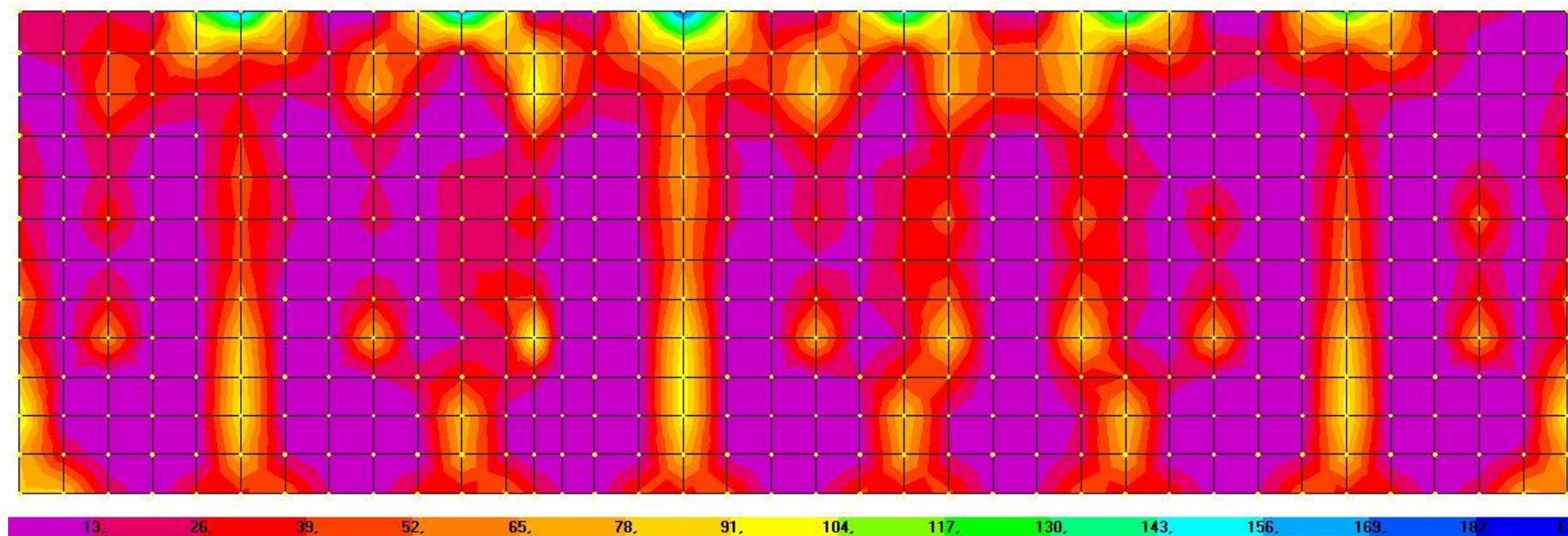
Vertical



A.Fig. 33 - Área de armadura vertical interior no Muro M4

Armadura Exterior – Muro M5

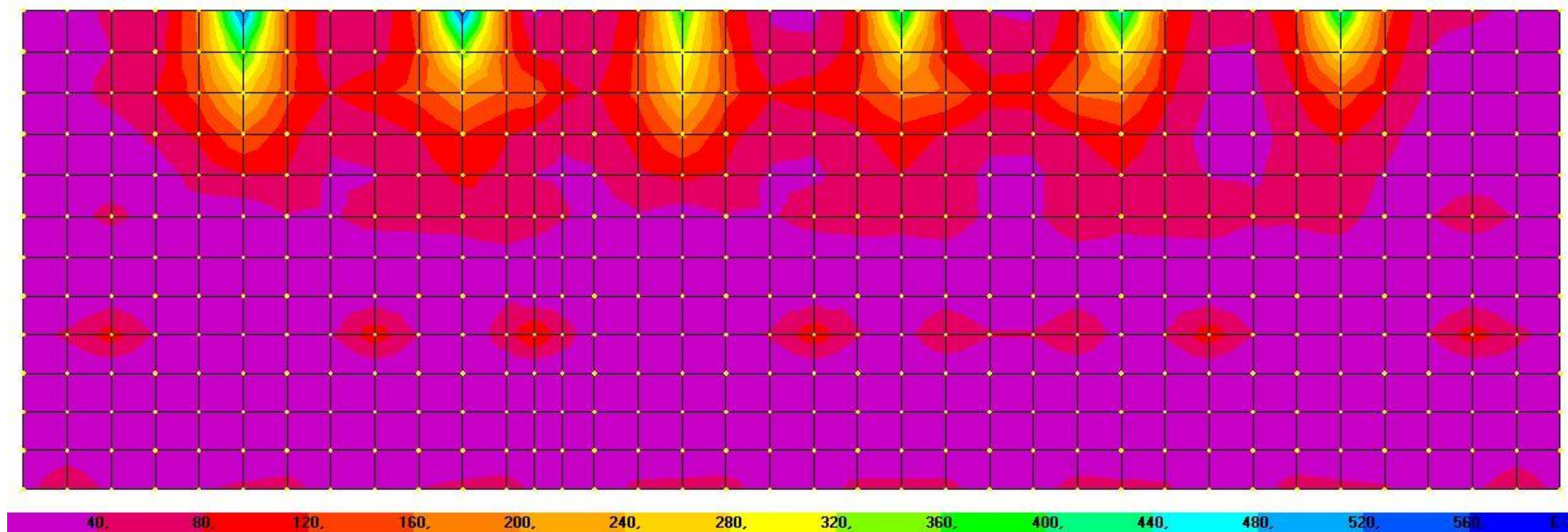
Horizontal



A.Fig. 34 - Área de armadura horizontal exterior no Muro M5

Armadura Exterior – Muro M5

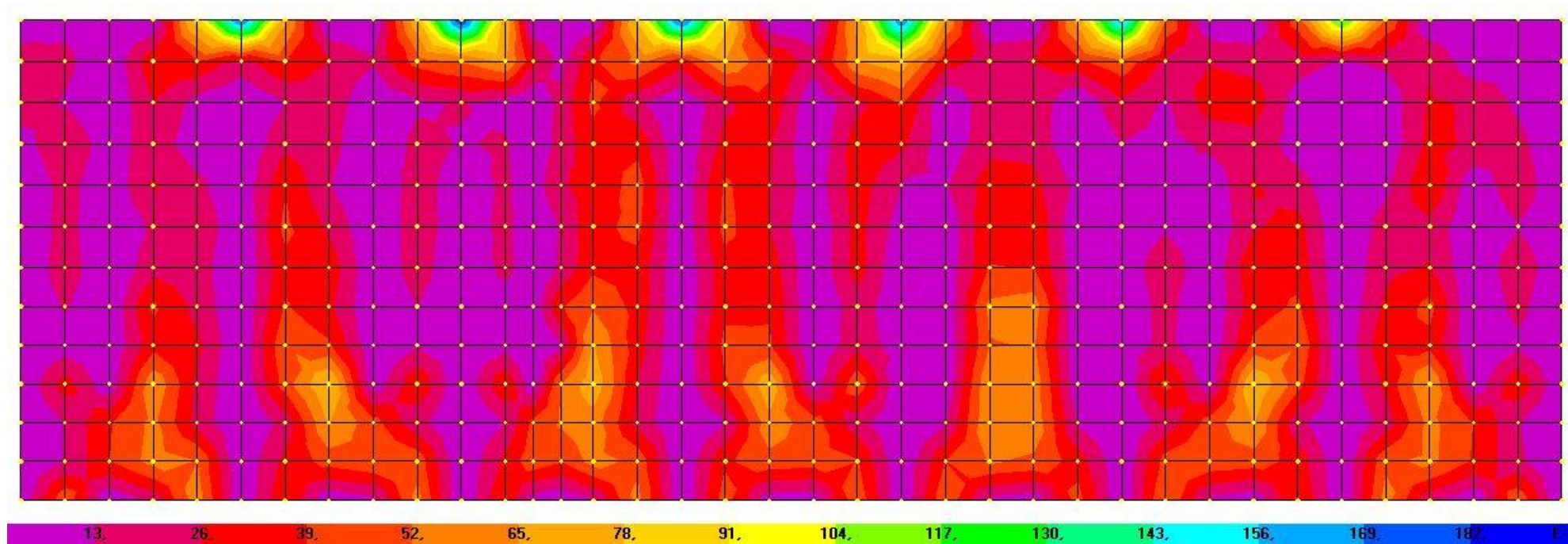
Vertical



A.Fig. 35 - Área de armadura vertical exterior no Muro M5

Armadura Interior – Muro M5

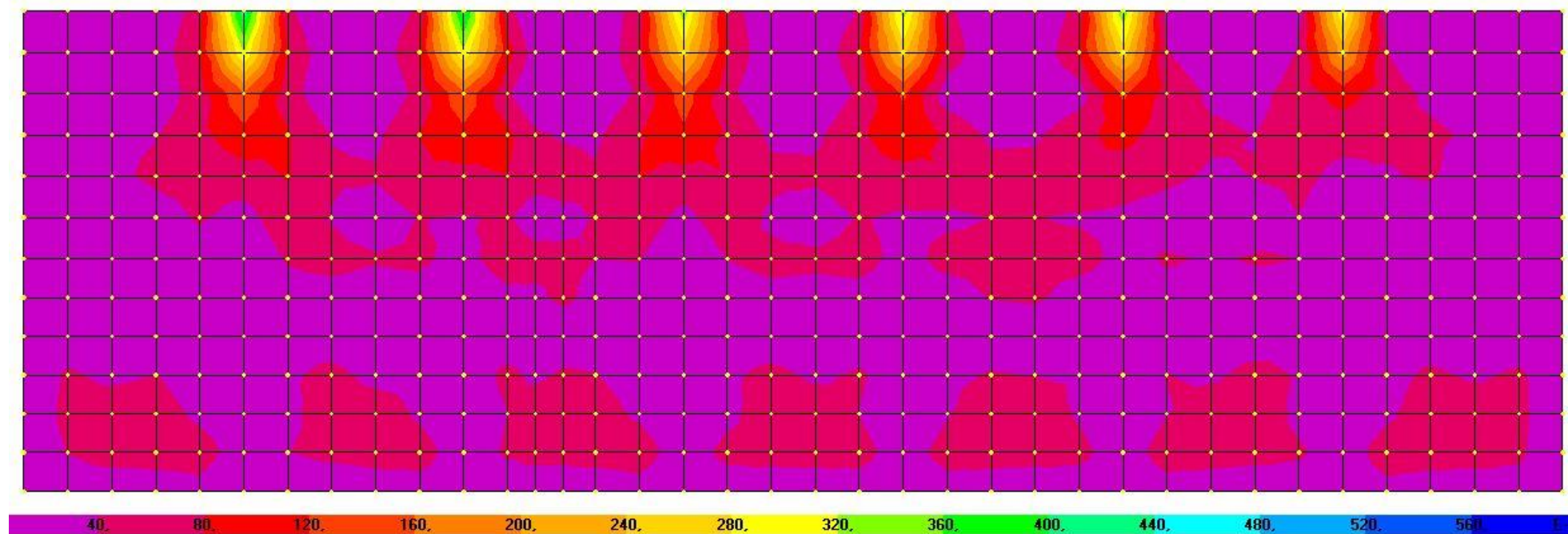
Horizontal



A.Fig. 36 - Área de armadura horizontal interior no Muro M5

Armadura Interior – Muro M5

Vertical



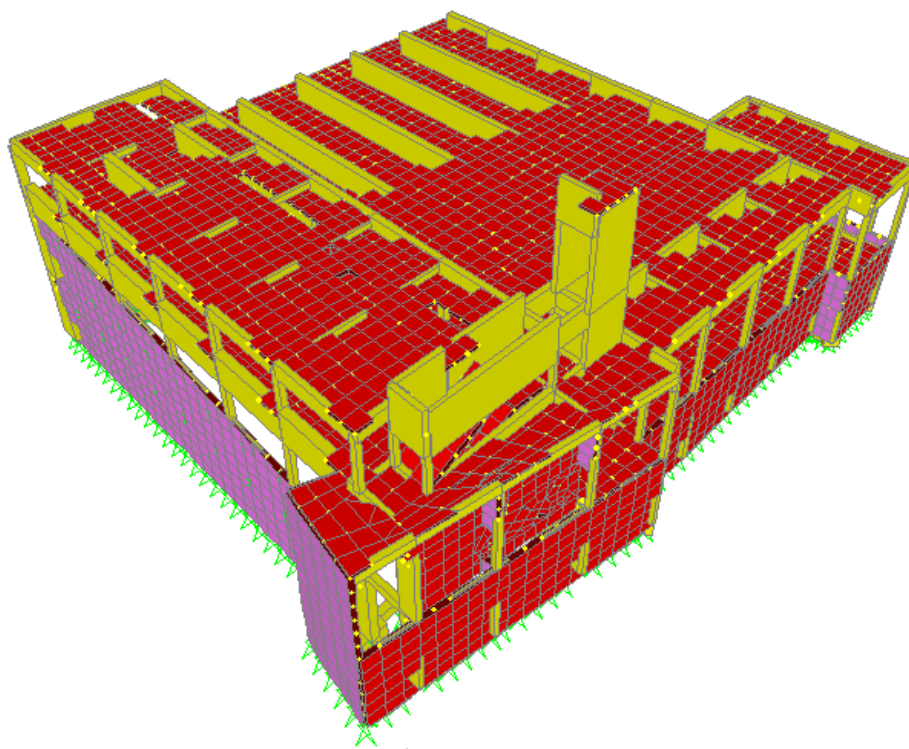
A.Fig. 37 - Área de armadura vertical interior no Muro M5

Anexo 20 - Deslocamentos Reais (Limitação de Danos)

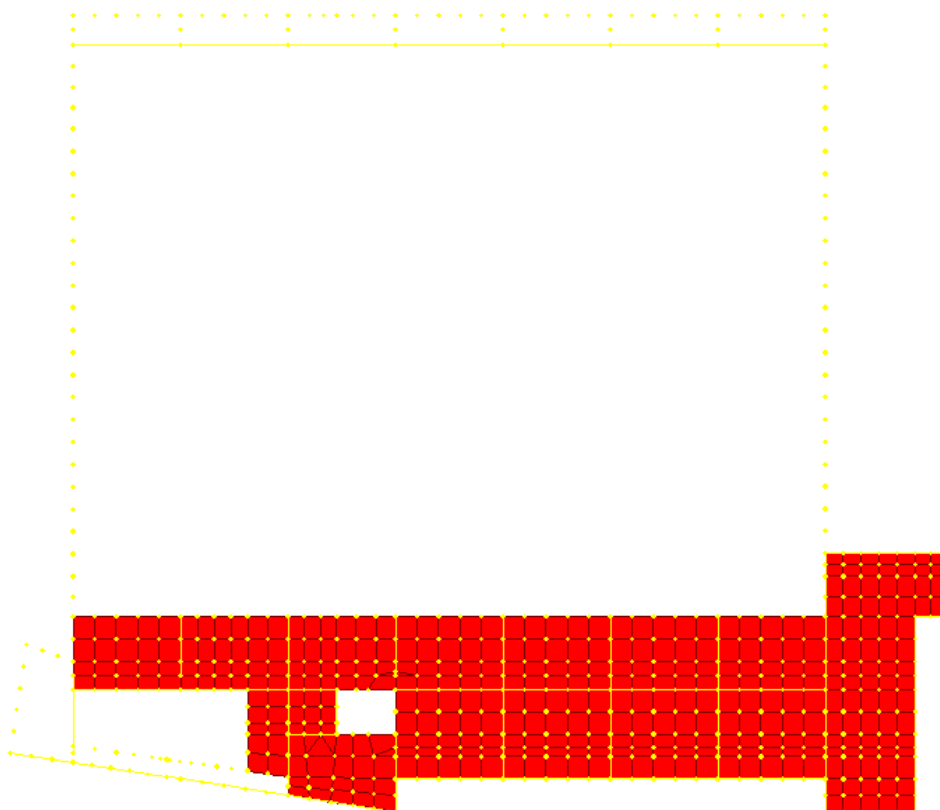
A. 118 – Deslocamentos da estrutura para a limitação de danos

Pilar	Diferença entre o Piso 2 e o Piso 1			
	Deslocamentos do Modelo		Deslocamentos Reais	
	d_x (mm)	d_y (mm)	d_x (mm)	d_y (mm)
P2	0,23	2,75	0,56	6,87
P3	4,33	3,21	10,83	8,02
P4	0,27	1,76	0,67	4,41
P5	4,35	3,80	10,89	9,51
P7	0,26	1,58	0,66	3,94
P8	0,29	1,51	0,72	3,78
P9	4,40	3,78	11,01	9,44
P23	1,13	2,76	2,84	6,91
P24	2,00	2,84	5,01	7,09
P25	2,81	2,94	7,04	7,35
P26	3,54	3,06	8,84	7,66
P27	4,11	3,16	10,26	7,91
P46	0,06	2,46	0,16	6,14
P47	0,18	2,43	0,45	6,07
P48	1,07	2,12	2,67	5,29
P49	1,94	2,50	4,85	6,24
P50	2,75	2,79	6,88	6,97
P51	3,47	3,10	8,68	7,75
P52	4,07	3,45	10,17	8,64
P53	0,96	1,86	2,40	4,65
P54	1,81	2,24	4,53	5,59
P55	2,62	2,64	6,54	6,59
P56	3,34	3,02	8,36	7,56
P57	3,99	3,42	9,97	8,56

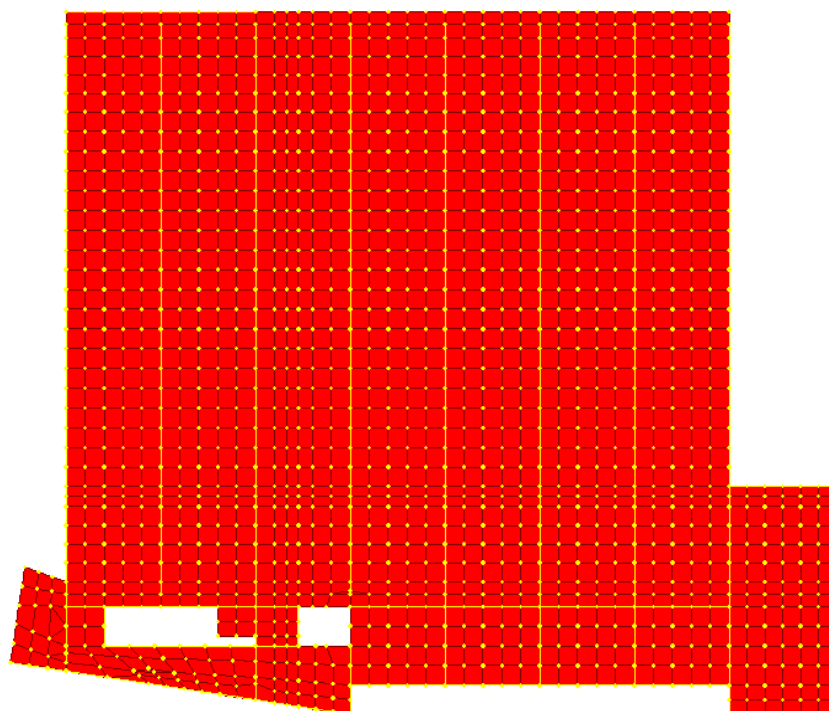
Anexo 21 – Modelo de Cálculo (Imagens)



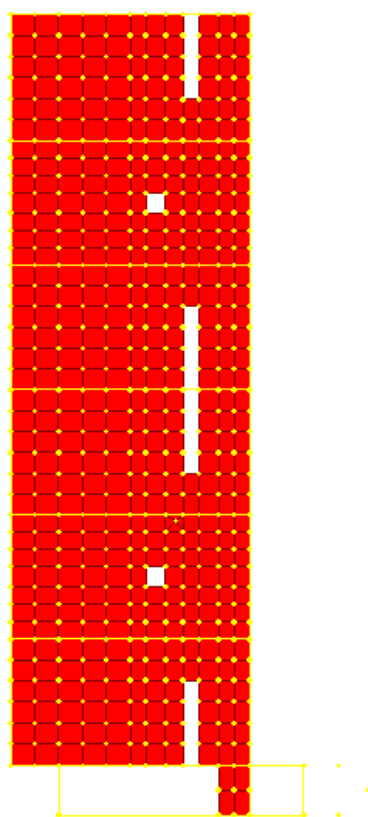
A.Fig. 38 – Modelo de cálculo, vista 3d



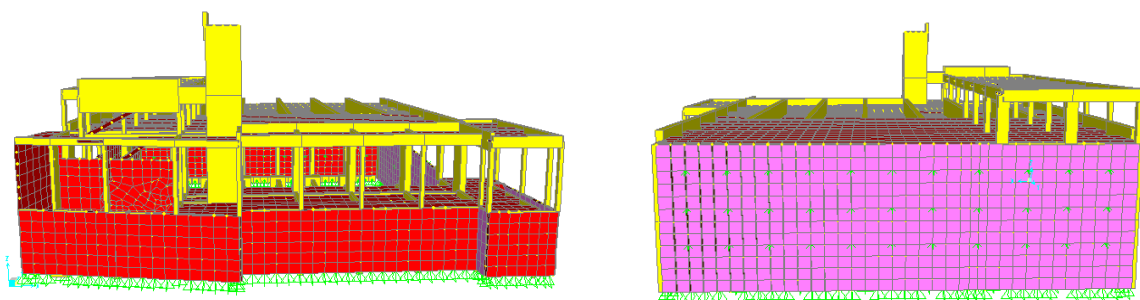
A.Fig. 39 – Modelo de cálculo, planta do piso 0



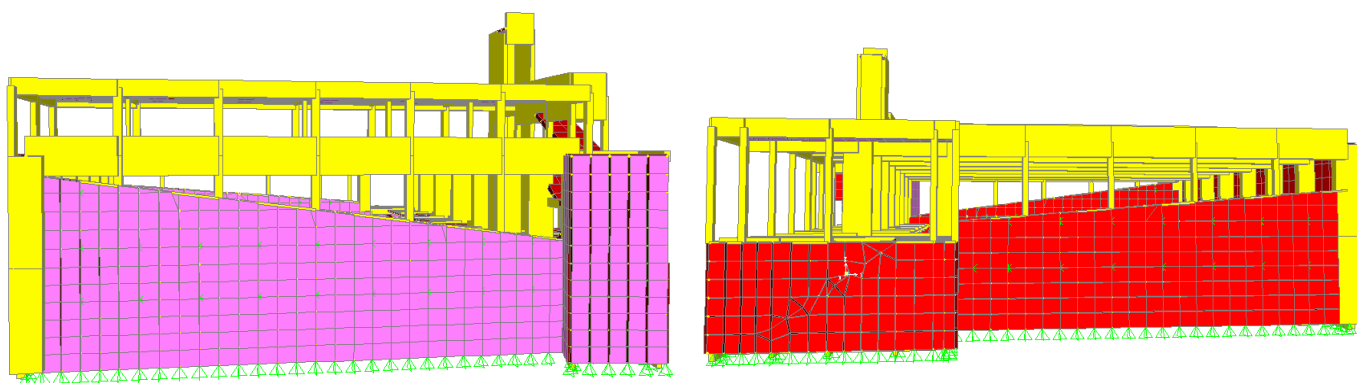
A.Fig. 40 – Modelo de cálculo, planta do piso 1



A.Fig. 41 – Modelo de cálculo, planta do piso 2



A.Fig. 42 – Modelo de cálculo, alçados Sul (esquerda) e Norte (direita)



A.Fig. 43 – Modelo de cálculo, alçados Oeste (esquerda) e Este (direita)

Lista de Peças Desenhadas

Número	Designação
1/44 até 4/44	Arquitectura – Plantas
5/44 até 9/44	Arquitectura – Alçados e Cortes
10/44 até 14/44	Dimensionamento – Plantas
15/44 até 18/44	Betão Armado – Pilares e Núcleos
19/44 até 35/44	Betão Armado - Vigas
36/44	Betão Armado e Pré-Esforçado – Vigas Pré-Esforçadas
37/44 até 40/44	Betão Armado - Lajes
41/44 até 42/44	Betão Armado - Escadas
43/44 até 44/44	Betão Armado – Muros de Contenção

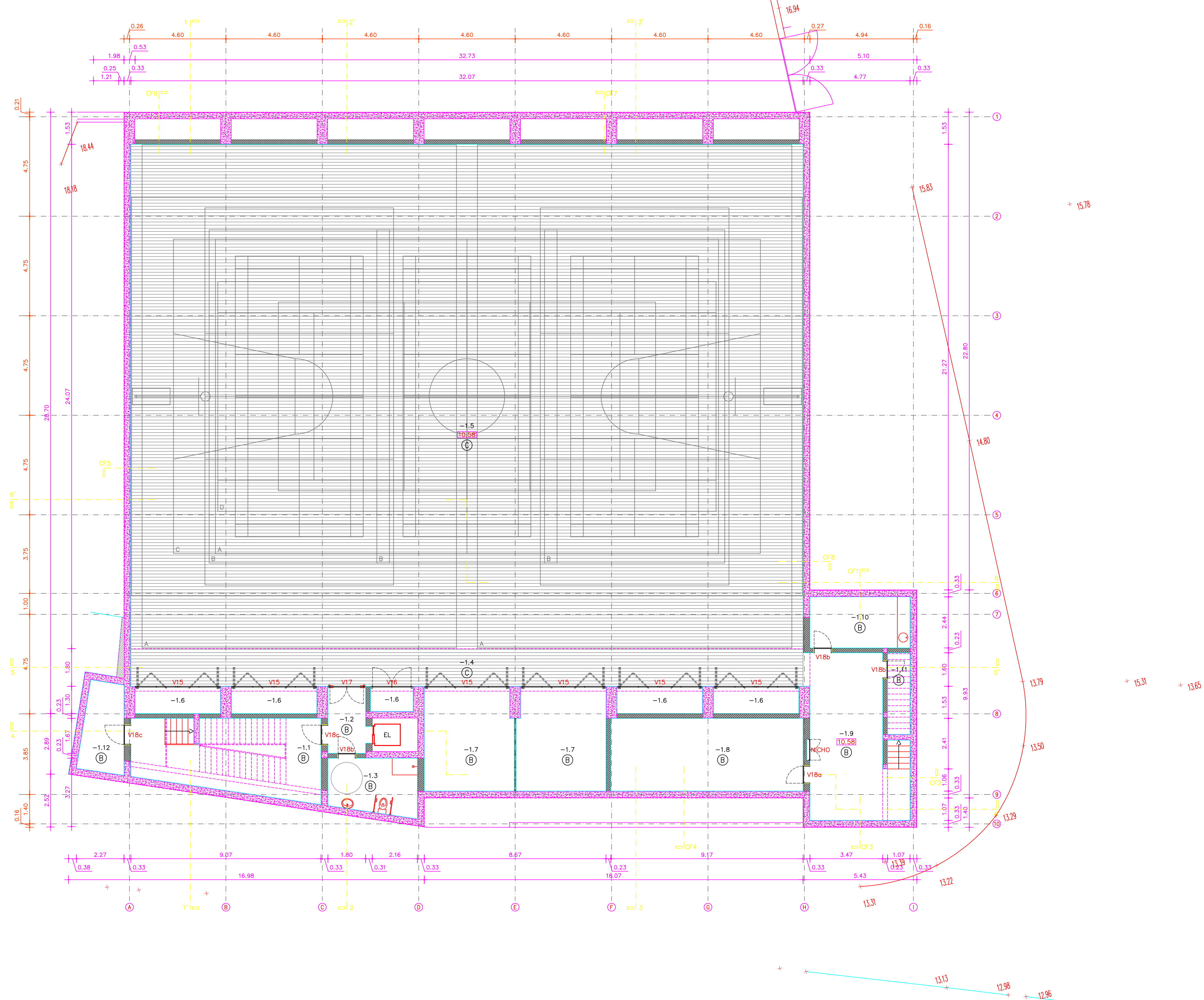
- LEGENDA
- ⊗ PAVIMENTO EM LAJETAS DE BASALTO SERRADO IMPERMEABILIZADO
 - ⊗ PAVIMENTO EM MULTICAMADA TIPO "SIKA", REF.* "SIKAFLOOR 156", COM QUARTZO COLORIDO NA COR CINZA CLARO RAL 7035, APLICAÇÃO DE 2 A 3 DEMÃOS, SENDO A ÚLTIMA CAMADA EM SELANTE TRANSPARENTE TIPO "SIKA", REF.* "SIKAFLOOR 162".
 - ⊗ PAVIMENTO DESPORTIVO FLUTUANTE TIPO "FABRIGIMNO", REF.* "BFLEX-EB", EM MADEIRA MACIÇA DE CARVALHO, COM BARREIRA ANTI-VAPOR EM FILME DE POLIETILENO, APOIOS RESILIENTES EM BORRACHA POLIURETÂNICA, BARROTES EM ABETO ESTUFADO, PAINEL EM CONTRAPLACADO MARÍTIMO WBP EM ABETO, COM SUPERFÍCIE EM MADEIRA DE CARVALHO, AFAGAMENTO DE TODA A SUPERFÍCIE E ACABAMENTO COM RESINA POLIURETÂNICA, ALTURA TOTAL DE 62mm, CONFORMIDADE COMA NORMA DIN 18032:2
 - ⊗ LAJE ARMADA E ESQUARTELADA COM PINTURA DE RESINA SINTÉTICA TIPO "FABRIGIMNO", REF.* "SUPERTEN", NA COR CINZA CLARO

CAMPOS DE JOGOS

A	VOLEIBOL	
B	BADMINTON	
C	BASQUETEBOL	
D	TÊNIS	
ÁREA DE TERRENO AFECTO À ESCOLA	6 915.42 m2	
ÁREA DE TERRENO A EXPROPRIAR	1 267.06 m2	
ÁREA DE IMPLANTAÇÃO	1 155.36 m2	
ÁREAS BRUTAS		
PISO -1	1 140.77 m2	
PISO 0	1 140.77 m2	
PISO 1	306.52 m2	
PISO 2	100.45 m2	

ÁREAS ÚTEIS

PISO -1		
-1.1	34.47 m2	NÚCLEO DE ESCADAS
-1.2	5.38 m2	ÁTRIO
-1.3	11.03 m2	INST. SANIT. DEFICIENTES
-1.4	58.09 m2	GALERIA
-1.5	771.92 m2	ÁREA DE JOGOS
-1.6	23.61 m2	ARRECADAÇÃO/ARRUMOS
-1.7	2x 21.11 m2	ARRECADAÇÃO DE MATERIAL DE EDUCAÇÃO FÍSICA E DESPORTO
-1.8	32.17 m2	SALA DE AULAS/FORMAÇÃO
-1.9	30.95 m2	ÁTRIO DE SAÍDA DIRECTA DO RECINTO P/ O EXTERIOR
-1.10	11.54 m2	GABINETE PRIMEIROS SOCORROS
-1.11	4.17 m2	ARRUMOS DE MATERIAL DE LIMPEZA
-1.12	8.32 m2	ARRUMOS DE MATERIAL DIVERSO
PISO 0		
0.1	4.77 m2	ZONA COBERTA EXTERIOR
02	10.35 m2	SAÍDA DIRECTA DO RECINTO P/ O EXTERIOR
03	5.73 m2	ANTECÂMARA
04	27.79 m2	ÁTRIO
0.5	55.77 m2	GALERIA DE ESPECTACDORES
0.6	13.03 m2	ARRUMOS/ÁREAS TÉCNICAS
0.7	7.33 m2	CORREDOR
0.8	6.32 m2	INST. SANT. MASCULINA-PÚBLICO
0.9	6.32 m2	INST. SANT. FEMININA-PÚBLICO
0.10	16.83 m2	ÁTRIO
0.11	19.43 m2	NÚCLEO DE ESCADAS
0.12	19.42 m2	SALA DE PROFESSORES
0.13	7.33 m2	CORREDOR
0.14	6.05 m2	INST. SANT. MASCULINA-PROFESSORES
0.15	6.05 m2	INST. SANT. FEMININA-PROFESSORES
0.16	9.16 m2	ÁREA TÉCNICA/GÁS
0.17	9.16 m2	ÁREA TÉCNICA/AQUECIMENTO DE ÁGUA
PISO 1		
1.1	50.87 m2	ÁTRIO/CORREDOR
1.2	4.05(x2) m2	VESTIBULO MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.3	10.19(x2) m2	INST. SANIT. MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.4	16.36 m2	VESTIÁRIO MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.5	16.36 m2	DUCHES INDIVIDUAIS MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.6	15.01 m2	DUCHES COLECTIVOS MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.7	4.05(x2) m2	VESTIBULO FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.8	10.19(x2) m2	INST. SANIT. FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.9	16.36 m2	VESTIÁRIO FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.10	16.36 m2	DUCHES INDIVIDUAIS FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.11	15.01 m2	DUCHES COLECTIVOS FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.12	640.88 m2	RECREIO/CAMPOS DE JOGOS EXTERIORES
1.13	35.10 m2	TERRAÇO ACESSÍVEL
PISO 2		
2.1	77.19 m2	CORREDOR



PLANTA DO PISO -1
ESC. 1:100

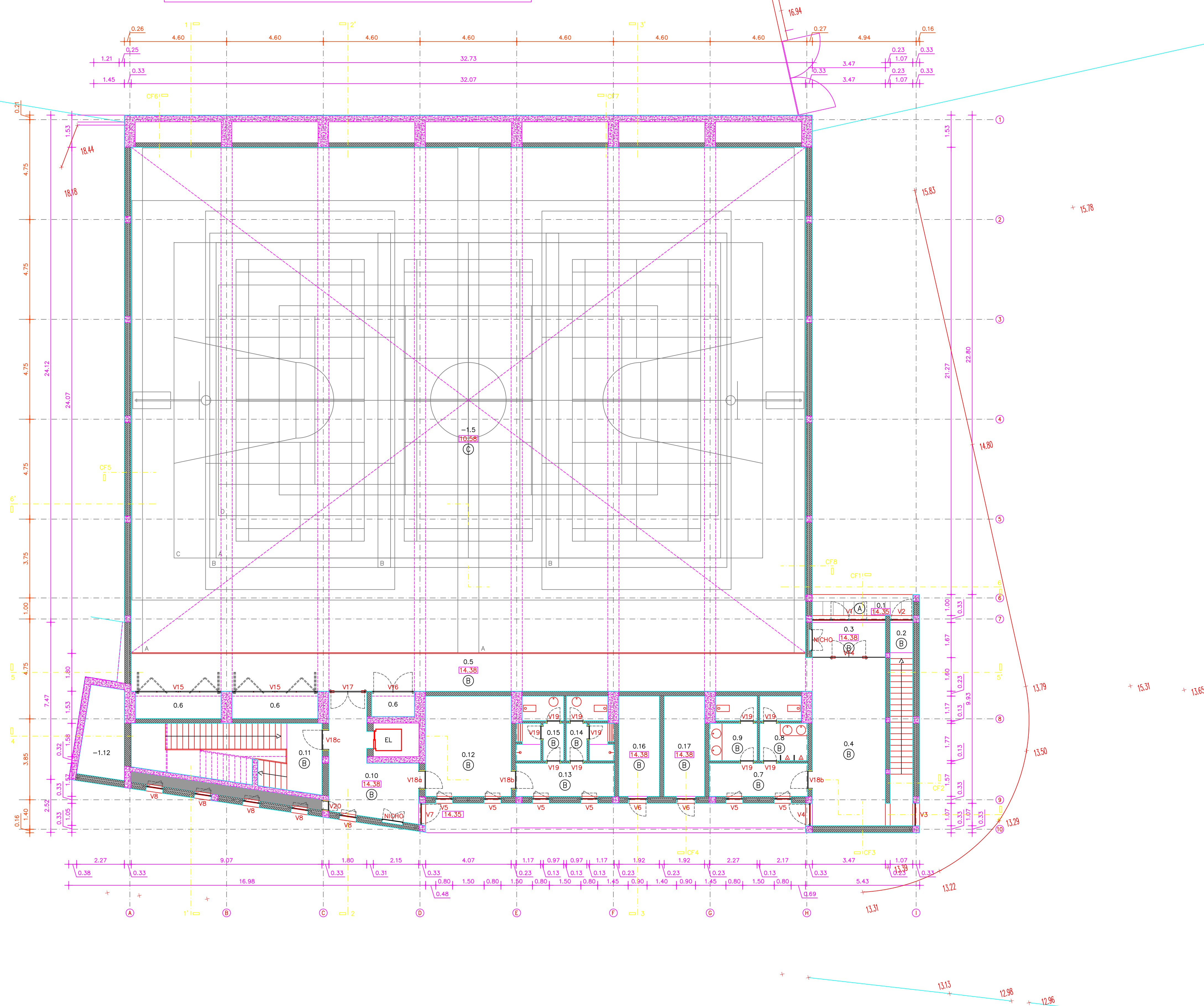
- LEGENDA
- ⊙ PAVIMENTO EM LAJETAS DE BASALTO SERRADO IMPERMEABILIZADO
 - ⊙ PAVIMENTO EM MULTICAMADA TIPO "SIKA", REF.* "SIKAFLOOR 156", COM QUARTZO COLORIDO NA COR CINZA CLARO RAL 7035, APLICAÇÃO DE 2 A 3, DEMÃOS, SENDO A ÚLTIMA CAMADA EM SELANTE TRANSPARENTE TIPO "SIKA", REF.* "SIKAFLOOR 162".
 - ⊙ PAVIMENTO DESPORTIVO FLUTUANTE TIPO "FABRIGIMNO", REF.* "BFLEX-EB", EM MADEIRA MACIÇA DE CARVALHO, COM BARREIRA ANTI-VAPOR EM FILME DE POLIETILENO, APOIOS RESILIENTES EM BORRACHA POLIURETÂNICA, BARROTES EM ABETO ESTUFADO, PAINEL EM CONTRAPLACADO MARÍTIMO WBP EM ABETO, COM SUPERFÍCIE EM MADEIRA DE CARVALHO, AFAGAMENTO DE TODA A SUPERFÍCIE E ACABAMENTO COM RESINA POLIURETÂNICA. ALTURA TOTAL DE 62mm, CONFORMIDADE COMA NORMA DIN 18032:2
 - ⊙ LAJE ARMADA E ESQUARTELADA COM PINTURA DE RESINA SINTÉTICA TIPO "FABRIGIMNO", REF.* "SUPERTEN", NA COR CINZA CLARO

CAMPOS DE JOGOS

A	VOLEIBOL	
B	BADMINTON	
C	BASQUETEBOL	
D	TÊNIS	
ÁREA DE TERRENO AFECTO À ESCOLA	6	915.42 m2
ÁREA DE TERRENO A EXPROPRIAR	1	267.06 m2
ÁREA DE IMPLANTAÇÃO	1	155.36 m2
ÁREAS BRUTAS	PISO -1	1 140.77 m2
	PISO 0	1 140.77 m2
	PISO 1	306.52 m2
	PISO 2	100.45 m2

ÁREAS ÚTEIS

PISO -1		
-1.1	34.47 m2	NÚCLEO DE ESCADAS
-1.2	5.38 m2	ÁTRIO
-1.3	11.03 m2	INST. SANIT. DEFICIENTES
-1.4	58.09 m2	GALERIA
-1.5	771.92 m2	ÁREA DE JOGOS
-1.6	23.61 m2	ARRECADACÃO/ARRUMOS
-1.7	2x 21.11 m2	ARRECADACÃO DE MATERIAL DE EDUCAÇÃO FÍSICA E DESPORTO
-1.8	32.17 m2	SALA DE AULAS/FORMAÇÃO
-1.9	30.95 m2	ÁTRIO DE SAÍDA DIRECTA DO RECINTO P/ O EXTERIOR
-1.10	11.54 m2	GABINETE PRIMEIROS SOCORROS
-1.11	4.17 m2	ARRUMOS DE MATERIAL DE LIMPEZA
-1.12	8.32 m2	ARRUMOS DE MATERIAL DIVERSO
PISO 0		
0.1	4.77 m2	ZONA COBERTA EXTERIOR
02	10.35 m2	SAÍDA DIRECTA DO RECINTO P/ O EXTERIOR
03	5.73 m2	ANTECÂMARA
04	27.79 m2	ÁTRIO
0.5	55.77 m2	GALERIA DE ESPECTACDORES
0.6	13.03 m2	ARRUMOS/ÁREAS TÉCNICAS
0.7	7.33 m2	CORREDOR
0.8	6.32 m2	INST. SANT. MASCULINA-PÚBLICO
0.9	6.32 m2	INST. SANT. FEMININA-PÚBLICO
0.10	16.83 m2	ÁTRIO
0.11	19.43 m2	NÚCLEO DE ESCADAS
0.12	19.42 m2	SALA DE PROFESSORES
0.13	7.33 m2	CORREDOR
0.14	6.05 m2	INST. SANT. MASCULINA-PROFESSORES
0.15	6.05 m2	INST. SANT. FEMININA-PROFESSORES
0.16	9.16 m2	ÁREA TÉCNICA/GÁS
0.17	9.16 m2	ÁREA TÉCNICA/AQUECIMENTO DE ÁGUA
PISO 1		
1.1	50.87 m2	ÁTRIO/CORREDOR
1.2	4.05(x2) m2	VESTIBULO MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.3	10.19(x2) m2	INST. SANIT. MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.4	16.36 m2	VESTIÁRIO MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.5	16.36 m2	DUCHES INDIVIDUAIS MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.6	15.01 m2	DUCHES COLECTIVOS MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.7	4.05(x2) m2	VESTIBULO FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.8	10.19(x2) m2	INST. SANIT. FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.9	16.36 m2	VESTIÁRIO FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.10	16.36 m2	DUCHES INDIVIDUAIS FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.11	15.01 m2	DUCHES COLECTIVOS FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.12	640.88 m2	RECREIO/CAMPOS DE JOGOS EXTERIORES
1.13	35.10 m2	TERRAÇO ACESSIVEL
PISO 2		
2.1	77.19 m2	CORREDOR



PLANTA DO PISO 0
ESC. 1:100

- LEGENDA
- PAVIMENTO EM LAJETAS DE BASALTO SERRADO IMPERMEABILIZADO
 - PAVIMENTO EM MULTICAMADA TIPO "SIKA", REF.* "SIKAFLOOR 156", COM QUARTZO COLORIDO NA COR CINZA CLARO RAL 7035, APLICAÇÃO DE 2 A 3 DEMÃOS, SENDO A ÚLTIMA CAMADA EM SELANTE TRANSPARENTE TIPO "SIKA", REF.* "SIKAFLOOR 162".
 - PAVIMENTO DESPORTIVO FLUTUANTE TIPO "FABRIGIMNO", REF.* "BFLEX-EB", EM MADEIRA MACIÇA DE CARVALHO, COM BARREIRA ANTI-VAPOR EM FILME DE POLIETILENO, APOIOS RESILIENTES EM BORRACHA POLIURETÂNICA, BARROTES EM ABETO ESTUFADO, PAINEL EM CONTRAPLACADO MARÍTIMO WBP EM ABETO, COM SUPERFÍCIE EM MADEIRA DE CARVALHO, AFAGAMENTO DE TODA A SUPERFÍCIE E ACABAMENTO COM RESINA POLIURETÂNICA, ALTURA TOTAL DE 62mm, CONFORMIDADE COMA NORMA DIN 18032:2
 - LAJE ARMADA E ESQUARTELADA COM PINTURA DE RESINA SINTÉTICA TIPO "FABRIGIMNO", REF.* "SUPERTEN", NA COR CINZA CLARO

CAMPOS DE JOGOS

A	VOLEIBOL	
B	BADMINTON	
C	BASQUETEBOL	
D	TÊNIS	
ÁREA DE TERRENO AFECTO À ESCOLA	6	915.42 m2
ÁREA DE TERRENO A EXPROPRIAR	1	267.06 m2
ÁREA DE IMPLANTAÇÃO	1	155.36 m2
ÁREAS BRUTAS	PISO -1	1 140.77 m2
	PISO 0	1 140.77 m2
	PISO 1	306.52 m2
	PISO 2	100.45 m2

ÁREAS ÚTEIS

PISO -1		
-1.1	34.47 m2	NÚCLEO DE ESCADAS
-1.2	5.38 m2	ÁTRIO
-1.3	11.03 m2	INST. SANIT. DEFICIENTES
-1.4	58.09 m2	GALERIA
-1.5	771.92 m2	ÁREA DE JOGOS
-1.6	23.61 m2	ARRECADAÇÃO/ARRUMOS
-1.7	2x 21.11 m2	ARRECADAÇÃO DE MATERIAL DE EDUCAÇÃO FÍSICA E DESPORTO
-1.8	32.17 m2	SALA DE AULAS/FORMAÇÃO
-1.9	30.95 m2	ÁTRIO DE SAÍDA DIRECTA DO RECINTO P/ O EXTERIOR
-1.10	11.54 m2	GABINETE PRIMEIROS SOCORROS
-1.11	4.17 m2	ARRUMOS DE MATERIAL DE LIMPEZA
-1.12	8.32 m2	ARRUMOS DE MATERIAL DIVERSO
PISO 0		
0.1	4.77 m2	ZONA COBERTA EXTERIOR
02	10.35 m2	SAÍDA DIRECTA DO RECINTO P/ O EXTERIOR
03	5.73 m2	ANTECÂMARA
04	27.79 m2	ÁTRIO
0.5	55.77 m2	GALERIA DE ESPECTADORES
0.6	13.03 m2	ARRUMOS/ÁREAS TÉCNICAS
0.7	7.33 m2	CORREDOR
0.8	6.32 m2	INST. SANT. MASCULINA-PÚBLICO
0.9	6.32 m2	INST. SANT. FEMININA-PÚBLICO
0.10	16.83 m2	ÁTRIO
0.11	19.43 m2	NÚCLEO DE ESCADAS
0.12	19.42 m2	SALA DE PROFESSORES
0.13	7.33 m2	CORREDOR
0.14	6.05 m2	INST. SANT. MASCULINA-PROFESSORES
0.15	6.05 m2	INST. SANT. FEMININA-PROFESSORES
0.16	9.16 m2	ÁREA TÉCNICA/GÁS
0.17	9.16 m2	ÁREA TÉCNICA/AQUECIMENTO DE ÁGUA
PISO 1		
1.1	50.87 m2	ÁTRIO/CORREDOR
1.2	4.05(x2) m2	VESTIBULO MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.3	10.19(x2) m2	INST. SANIT. MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.4	16.36 m2	VESTIÁRIO MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.5	16.36 m2	DUCHES INDIVIDUAIS MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.6	15.01 m2	DUCHES COLECTIVOS MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.7	4.05(x2) m2	VESTIBULO FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.8	10.19(x2) m2	INST. SANIT. FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.9	16.36 m2	VESTIÁRIO FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.10	16.36 m2	DUCHES INDIVIDUAIS FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.11	15.01 m2	DUCHES COLECTIVOS FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.12	640.88 m2	RECREIO/CAMPOS DE JOGOS EXTERIORES
1.13	35.10 m2	TERRAÇO ACESSÍVEL
PISO 2		
2.1	77.19 m2	CORREDOR

- LEGENDA
- ⊙ PAVIMENTO EM LAJETAS DE BASALTO SERRADO IMPERMEABILIZADO
 - ⊙ PAVIMENTO EM MULTICAMADA TIPO "SIKA", REF.* "SIKAFLOOR 156", COM QUARTZO COLORIDO NA COR CINZA CLARO RAL 7035, APLICAÇÃO DE 2 A 3 DEMÃOS, SENDO A ÚLTIMA CAMADA EM SELANTE TRANSPARENTE TIPO "SIKA", REF.* "SIKAFLOOR 162".
 - ⊙ PAVIMENTO DESPORTIVO FLUTUANTE TIPO "FABRIGIMNO", REF.* "BFLEX-EB", EM MADEIRA MACIÇA DE CARVALHO, COM BARREIRA ANTI-VAPOR EM FILME DE POLIETILENO, APOIOS RESILIENTES EM BORRACHA POLIURETÂNICA, BARROTES EM ABETO ESTUFADO, PAINEL EM CONTRAPLACADO MARÍTIMO WBP EM ABETO, COM SUPERFÍCIE EM MADEIRA DE CARVALHO, AFAGAMENTO DE TODA A SUPERFÍCIE E ACABAMENTO COM RESINA POLIURETÂNICA, ALTURA TOTAL DE 62mm, CONFORMIDADE COMA NORMA DIN 18032:2
 - ⊙ LAJE ARMADA E ESQUARTELADA COM PINTURA DE RESINA SINTÉTICA TIPO "FABRIGIMNO", REF.* "SUPERTEN", NA COR CINZA CLARO

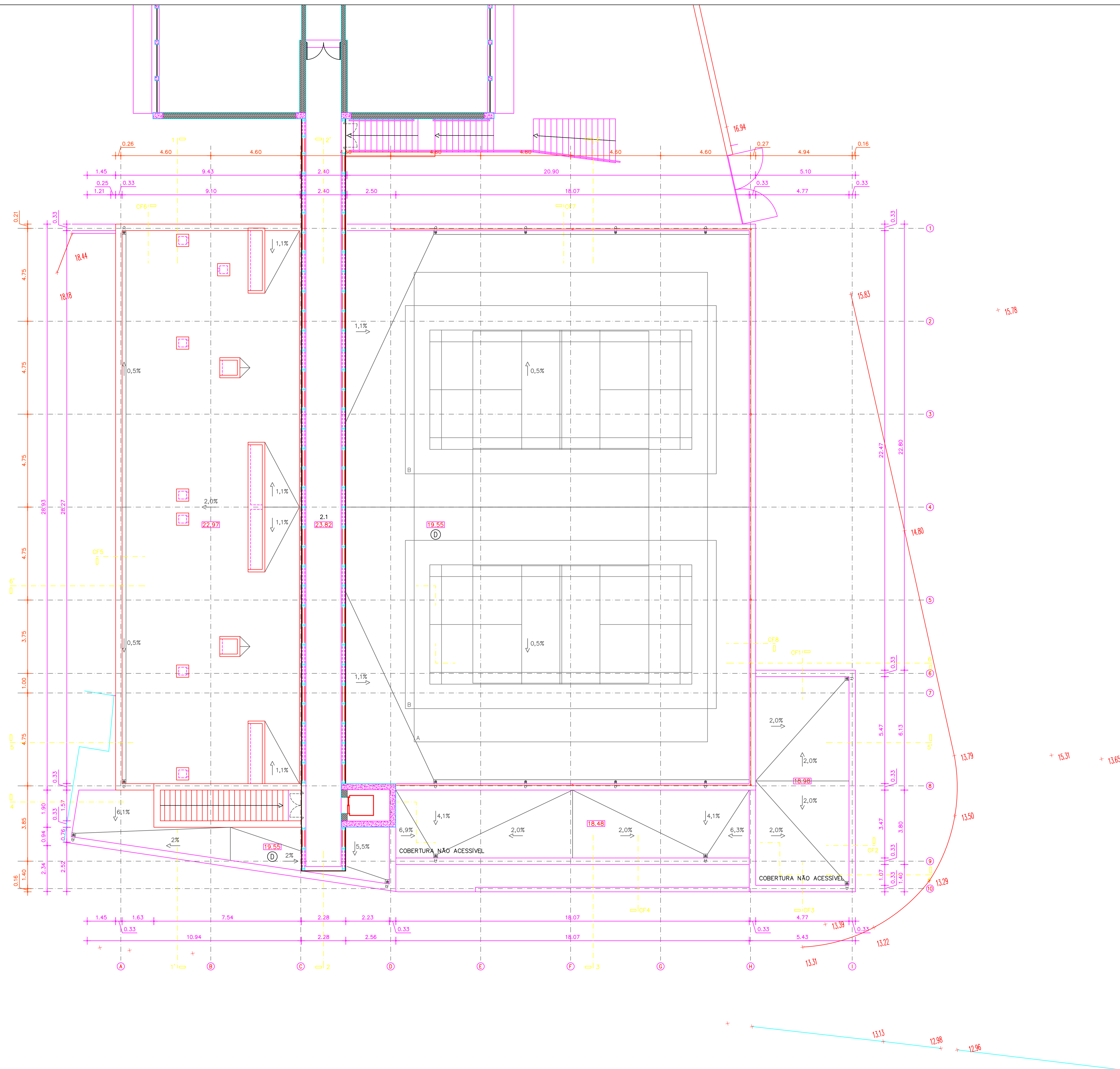
CAMPOS DE JOGOS

- A VOLEIBOL
B BADMINTON
C BASQUETEBOL
D TÊNIS

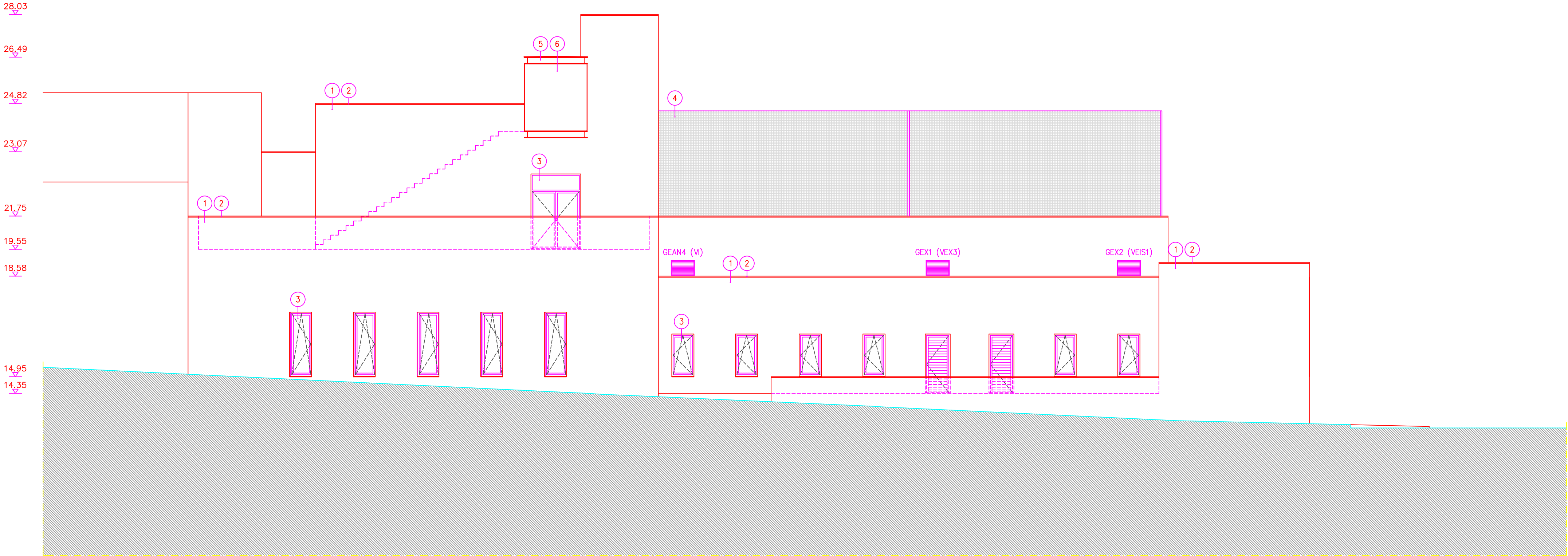
ÁREA DE TERRENO AFECTO À ESCOLA	6 915.42 m2
ÁREA DE TERRENO A EXPROPRIAR	1 267.06 m2
ÁREA DE IMPLANTAÇÃO	1 155.36 m2
ÁREAS BRUTAS	
PISO -1	1 140.77 m2
PISO 0	1 140.77 m2
PISO 1	306.52 m2
PISO 2	100.45 m2

ÁREAS ÚTEIS

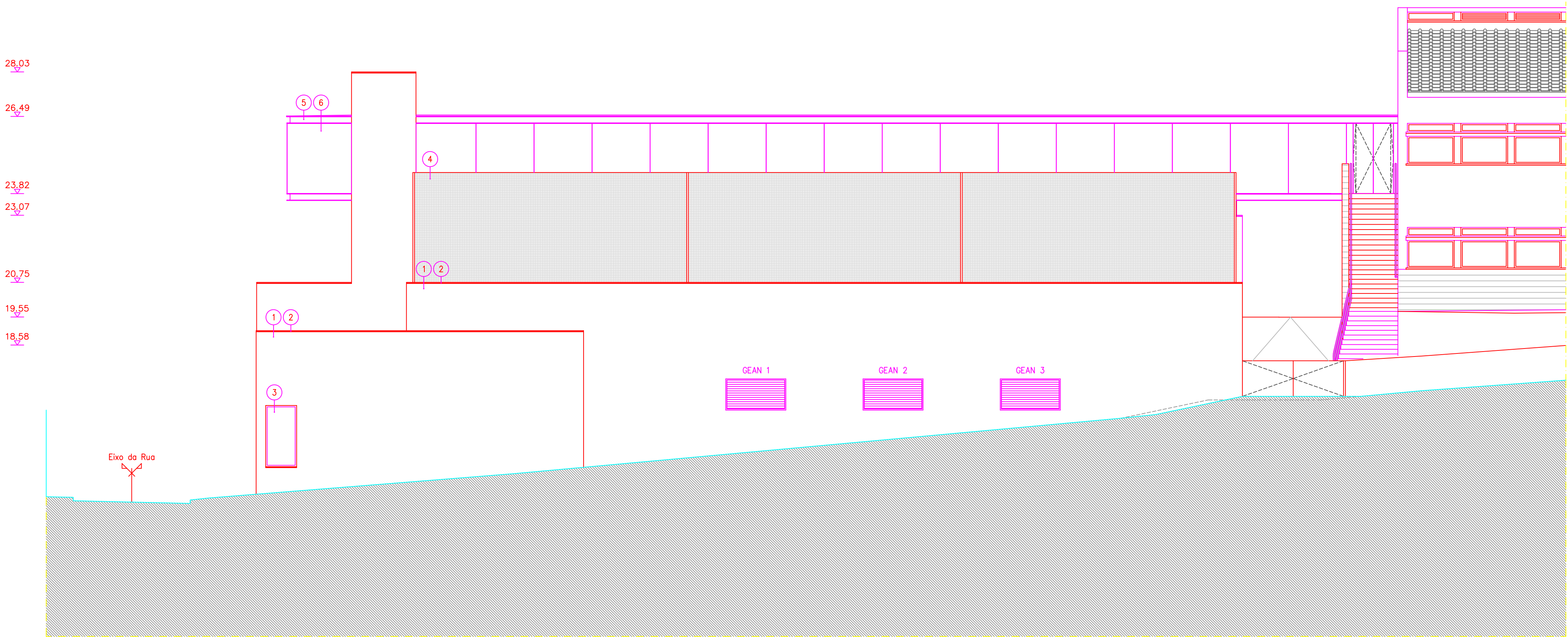
PISO -1		
-1.1	34.47 m2	NÚCLEO DE ESCADAS
-1.2	5.38 m2	ÁTRIO
-1.3	11.03 m2	INST. SANIT. DEFICIENTES
-1.4	58.09 m2	GALERIA
-1.5	771.92 m2	ÁREA DE JOGOS
-1.6	23.61 m2	ARRECADAÇÃO/ARRUMOS
-1.7	2x 21.11 m2	ARRECADAÇÃO DE MATERIAL DE EDUCAÇÃO FÍSICA E DESPORTO
-1.8	32.17 m2	SALA DE AULAS/FORMAÇÃO
-1.9	30.95 m2	ÁTRIO DE SAÍDA DIRECTA DO RECINTO P/ O EXTERIOR
-1.10	11.54 m2	GABINETE PRIMEIROS SOCORROS
-1.11	4.17 m2	ARRUMOS DE MATERIAL DE LIMPEZA
-1.12	8.32 m2	ARRUMOS DE MATERIAL DIVERSO
PISO 0		
0.1	4.77 m2	ZONA COBERTA EXTERIOR
02	10.35 m2	SAÍDA DIRECTA DO RECINTO P/ O EXTERIOR
03	5.73 m2	ANTECÂMARA
04	27.79 m2	ÁTRIO
0.5	55.77 m2	GALERIA DE ESPECTADORES
0.6	13.03 m2	ARRUMOS/ÁREAS TÉCNICAS
0.7	7.33 m2	CORREDOR
0.8	6.32 m2	INST. SANT. MASCULINA-PÚBLICO
0.9	6.32 m2	INST. SANT. FEMININA-PÚBLICO
0.10	16.83 m2	ÁTRIO
0.11	19.43 m2	NÚCLEO DE ESCADAS
0.12	19.42 m2	SALA DE PROFESSORES
0.13	7.33 m2	CORREDOR
0.14	6.05 m2	INST. SANT. MASCULINA-PROFESSORES
0.15	6.05 m2	INST. SANT. FEMININA-PROFESSORES
0.16	9.16 m2	ÁREA TÉCNICA/GÁS
0.17	9.16 m2	ÁREA TÉCNICA/AQUECIMENTO DE ÁGUA
PISO 1		
1.1	50.87 m2	ÁTRIO/CORREDOR
1.2	4.05(x2) m2	VESTIBULO MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.3	10.19(x2) m2	INST. SANIT. MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.4	16.36 m2	VESTIÁRIO MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.5	16.36 m2	DUCHES INDIVIDUAIS MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.6	15.01 m2	DUCHES COLECTIVOS MASCULINO-BALNEÁRIO ALUNOS
1.7	4.05(x2) m2	VESTIBULO FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.8	10.19(x2) m2	INST. SANIT. FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.9	16.36 m2	VESTIÁRIO FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.10	16.36 m2	DUCHES INDIVIDUAIS FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.11	15.01 m2	DUCHES COLECTIVOS FEMININO-BALNEÁRIO ALUNAS
1.12	640.88 m2	RECREIO/CAMPOS DE JOGOS EXTERIORES
1.13	35.10 m2	TERRAÇO ACESSÍVEL
PISO 2		
2.1	77.19 m2	CORREDOR



PLANTA DO PISO 2
ESC. 1:100



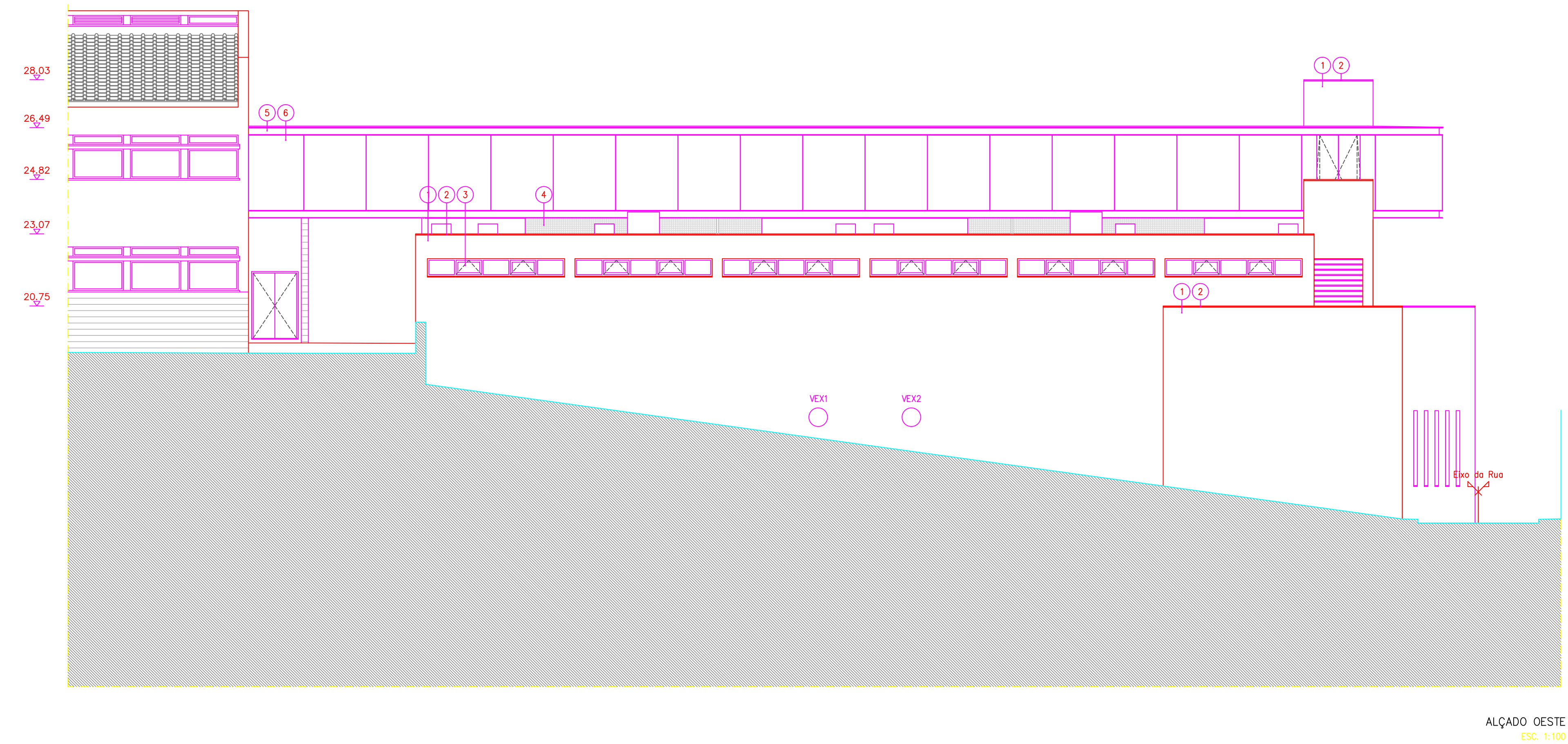
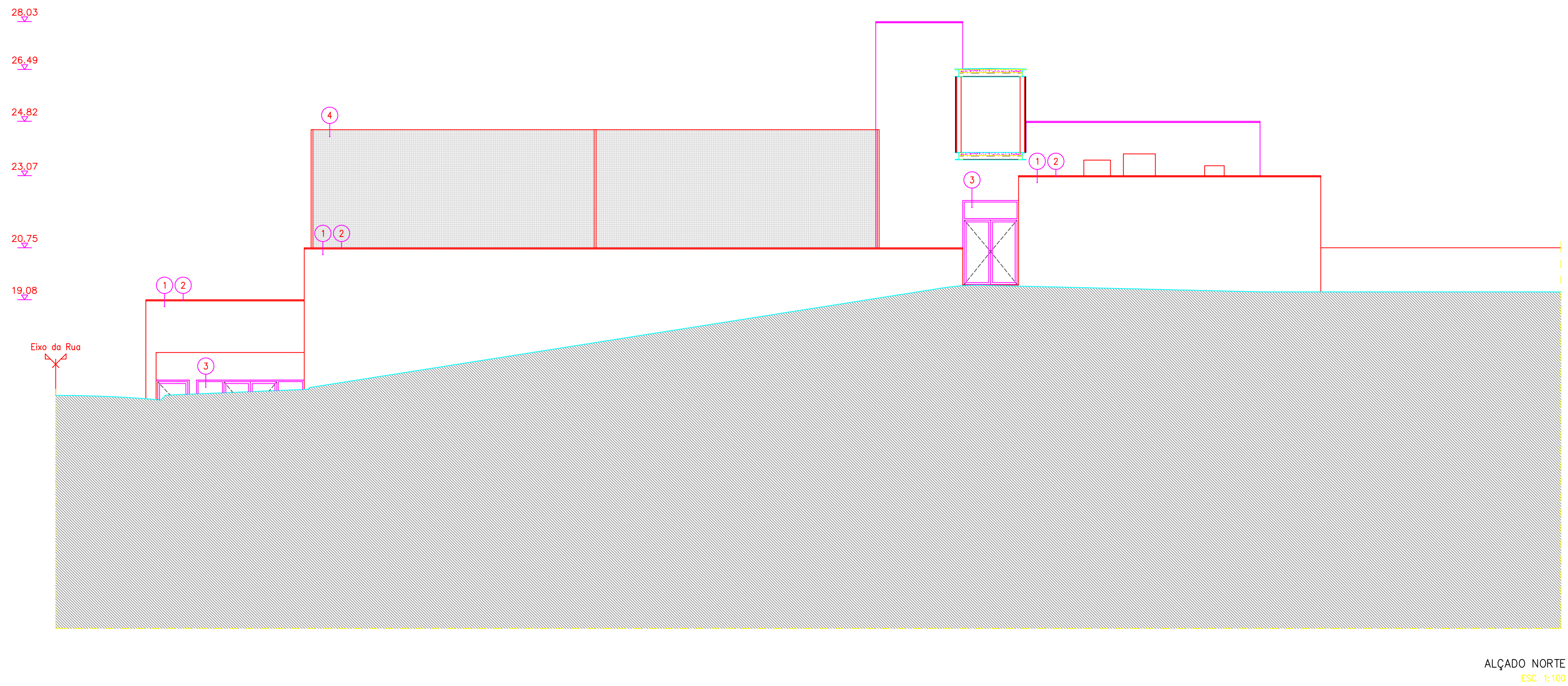
ALÇADO SUL
ESC. 1:100




ALÇADO ESTE
ESC. 1:100

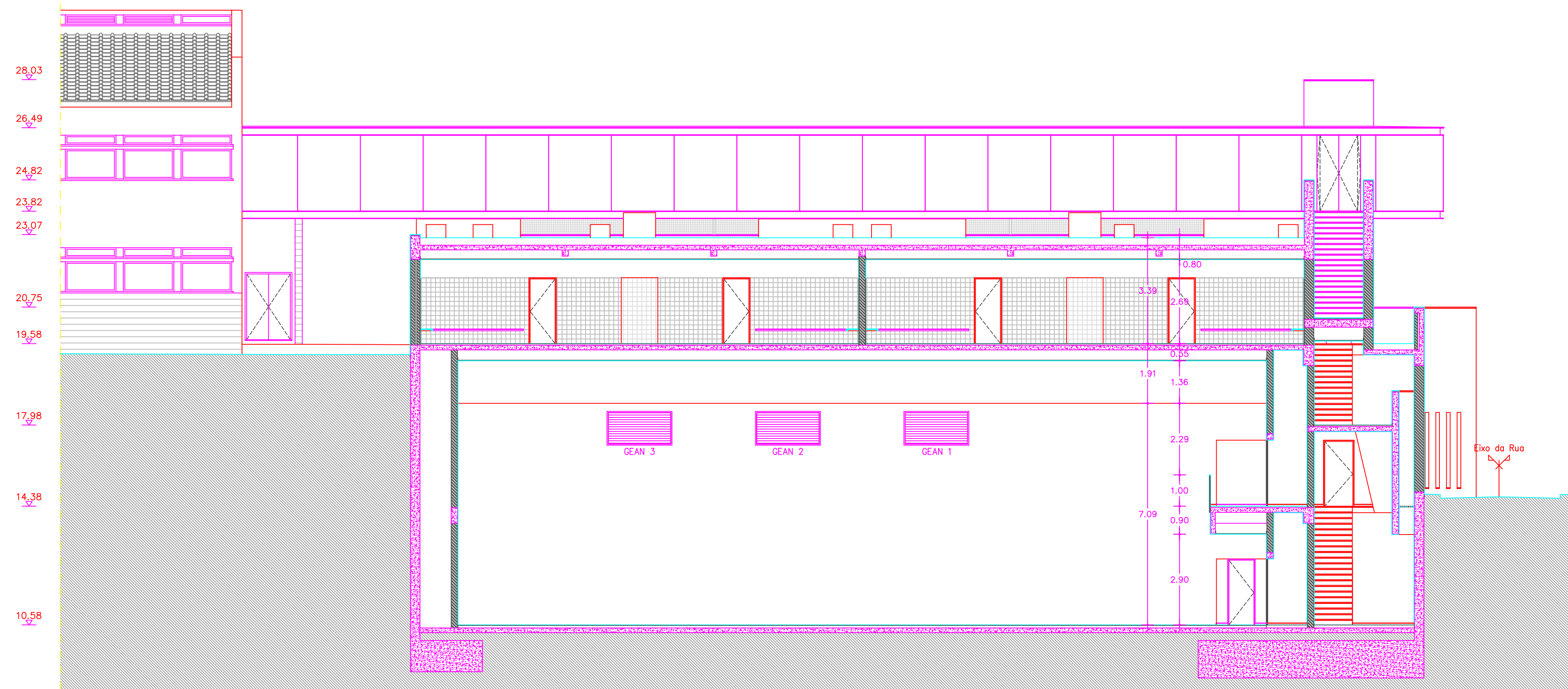
- LEGENDA
- 1 ALVENARIA DUPLA COM CAIXA DE AR, REBOCADA COM ACABAMENTO ESTANHADO E ACABADA A TINTA NA COR BRANCA
 - 2 CAPEAMENTOS EM PEDRA DE BASALTO SERRADO C/ 3 CM DE ESP.
 - 3 CAIXILHARIAS EM ALUMÍNIO ANODIZADO, TIPO "TECHNAL", NA COR NATURAL, COM VIDRO LAMINADO COM 10mm DE ESPESSURA
 - 4 REDE EM FIO DE POLIETILENO ENTRANÇADO BRANCO
 - 5 PERFIL HEA 240 GALVANIZADO NA COR PRETO MATE
 - 6 VÃOS EM PERFIS DE AÇO INOXIDÁVEL, VIDRO LAMINADO COM 15mm DE ESPESSURA

	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	Elaborado por: Miguel Candeias Nº 30123	TRABALHO FINAL DE MESTRADO ARQUITECTURA Alçado Sul e Este
	Fevereiro 2012	ESCALA:1/100 DESENHO N.º 5 FORMATO: A1

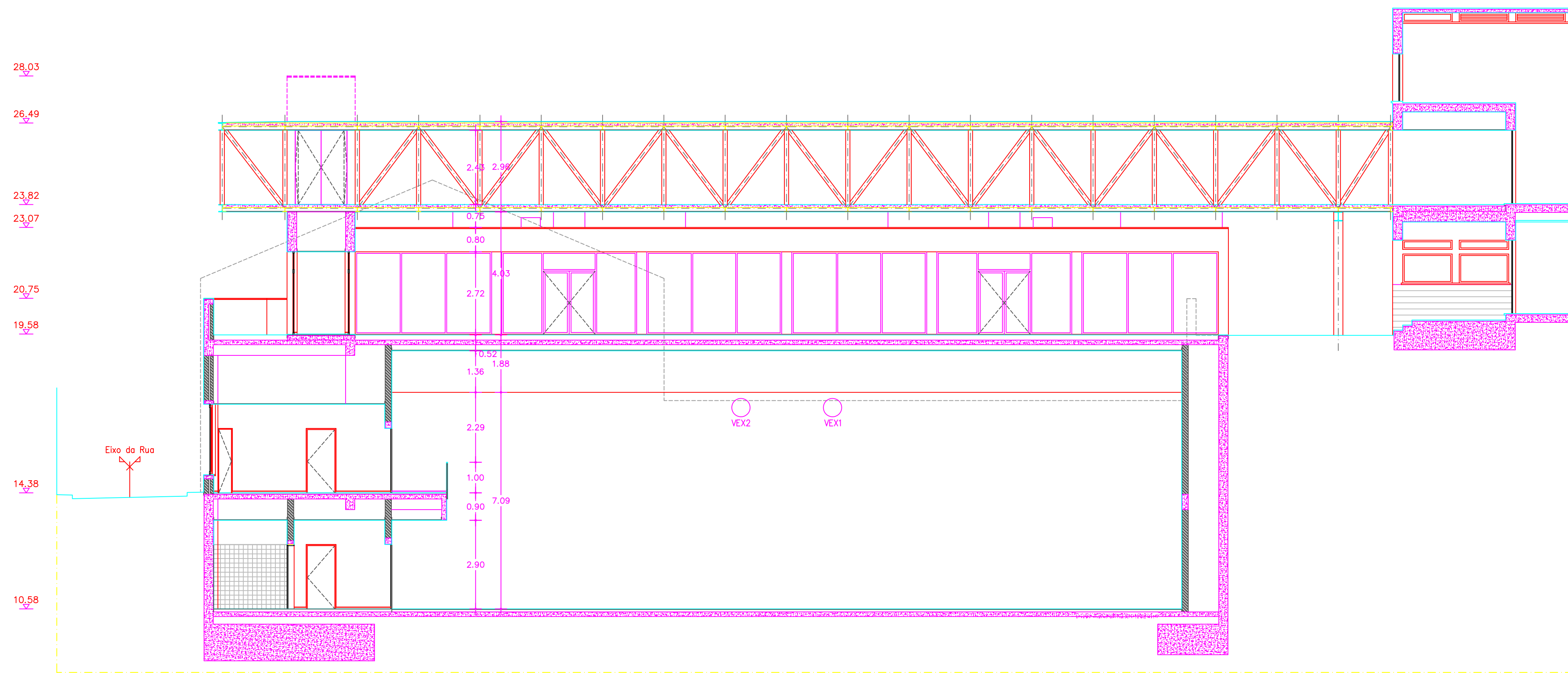


- LEGENDA
- 1 ALVENARIA DUPLA COM CAIXA DE AR, REBOCADA COM ACABAMENTO ESTANHADO E ACABADA A TINTA NA COR BRANCA
 - 2 CAPEAMENTOS EM PEDRA DE BASALTO SERRADO C/ 3 CM DE ESP.
 - 3 CAIXILHARIAS EM ALUMÍNIO ANODIZADO, TIPO "TECHNAL", NA COR NATURAL, COM VIDRO LAMINADO COM 10mm DE ESPESSURA
 - 4 REDE EM FIO DE POLIETILENO ENTANÇADO BRANCO
 - 5 PERFIL HEA 240 GALVANIZADO NA COR PRETO MATE
 - 6 VÃOS EM PERFIS DE AÇO INOXIDÁVEL, VIDRO LAMINADO COM 15mm DE ESPESSURA


 ISEL	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	Elaborado por: Miguel Candeias Nº 30123	TRABALHO FINAL DE MESTRADO ARQUITECTURA Alçado Norte e Oeste
	Fevereiro 2012	ESCALA: 1/100 DESENHO N.º 6 FORMATO: A1

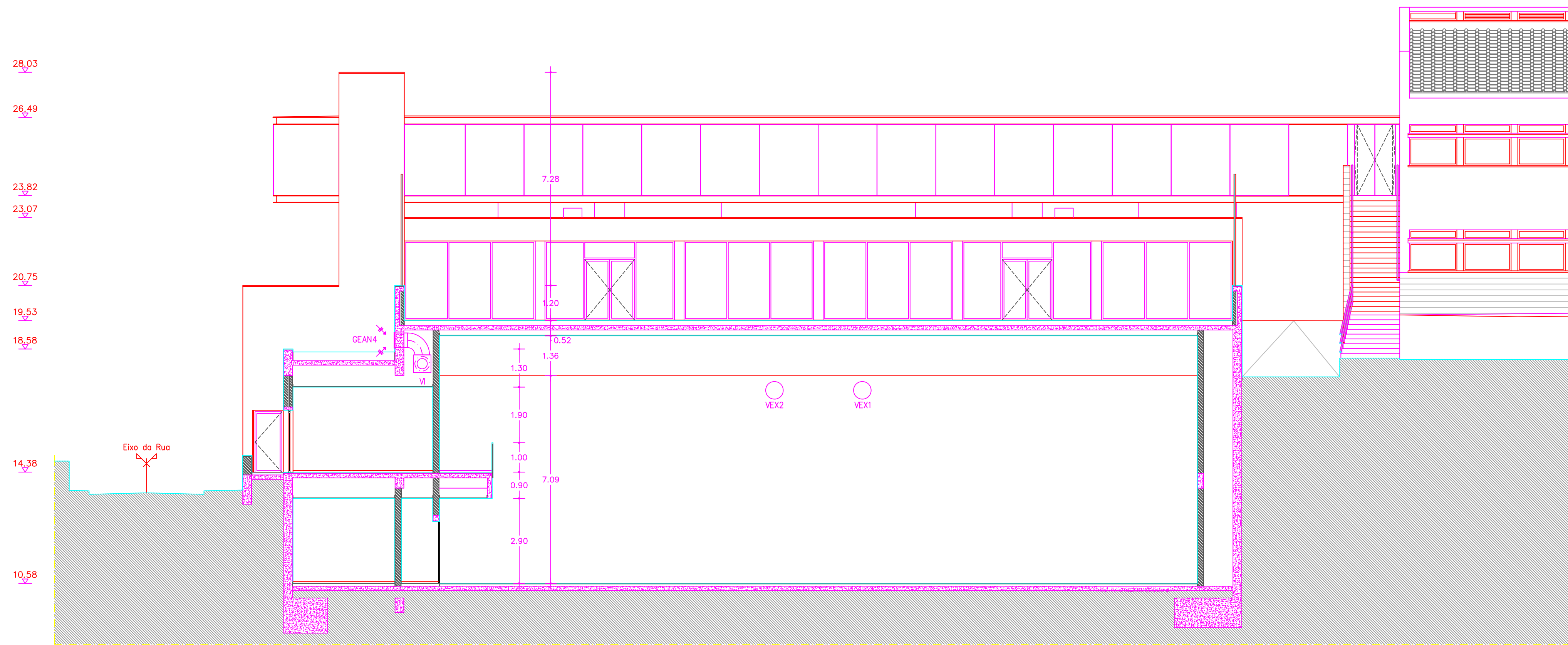


CORTE 1-1'
ESQ. 1:100

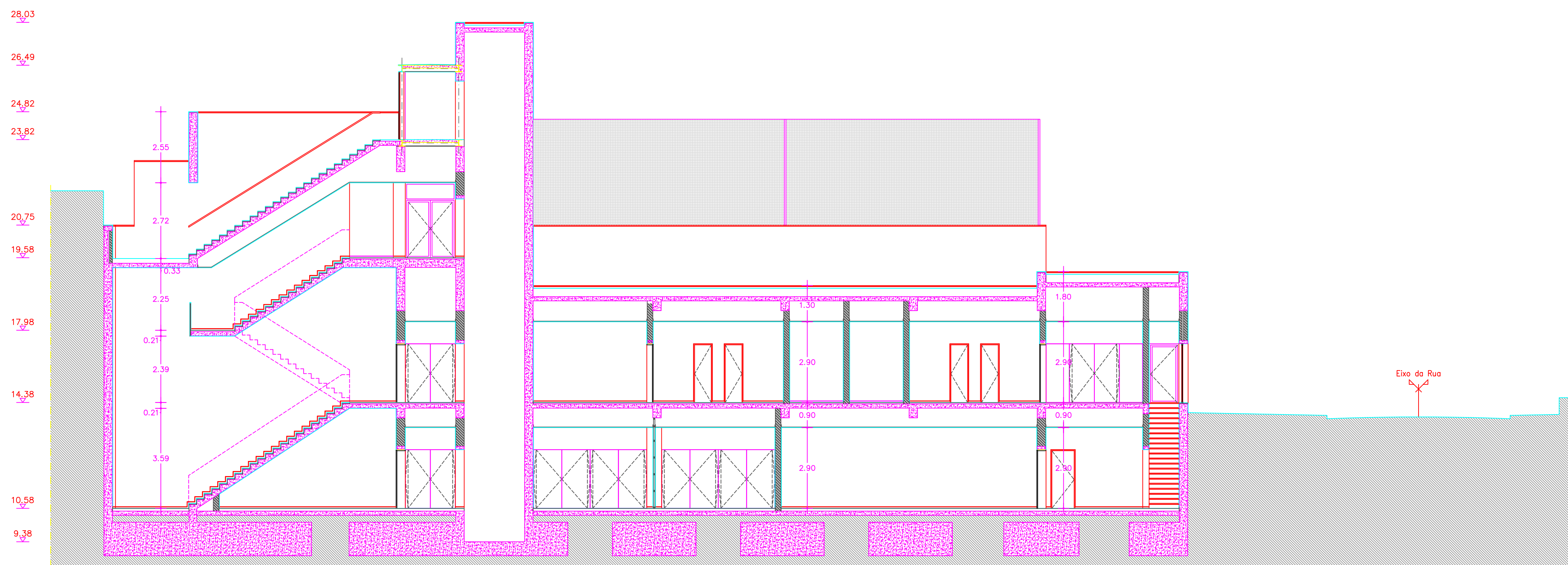


CORTE 2-2'
ESQ. 1:100


 ISEL	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
Elaborado por: Miguel Candeias Nº 30123	TRABALHO FINAL DE MESTRADO	ESCALA: 1/100
Fevereiro 2012	ARQUITECTURA Corte 1-1' e 2-2'	DESENHO N.º 7 FORMATO: A1

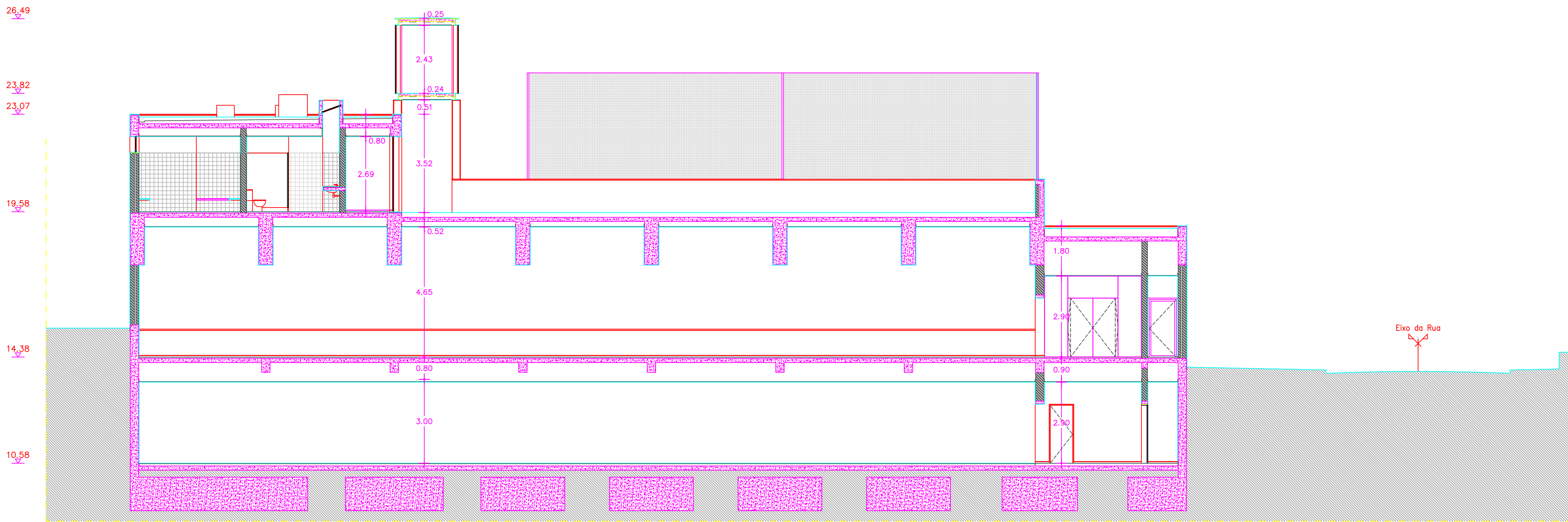


CORTE 3-3'
ESQ. 1:100

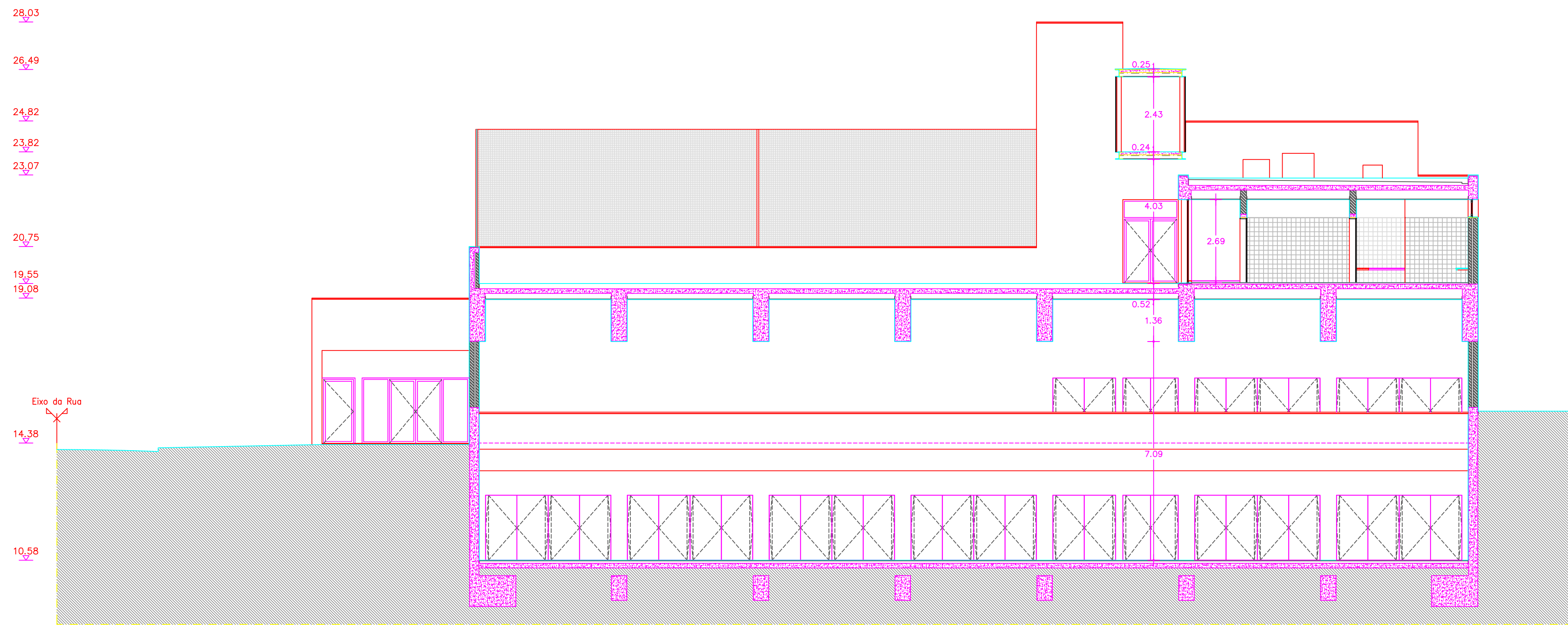


CORTE 4-4'
ESQ. 1:100


 ISEL	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	Elaborado por: Miguel Candeias N.º 30123	TRABALHO FINAL DE MESTRADO
	Fevereiro 2012	ESCALA: 1/100
	ARQUITECTURA Corte 3-3' e 4-4'	DESENHO N.º 8 FORMATO: A1

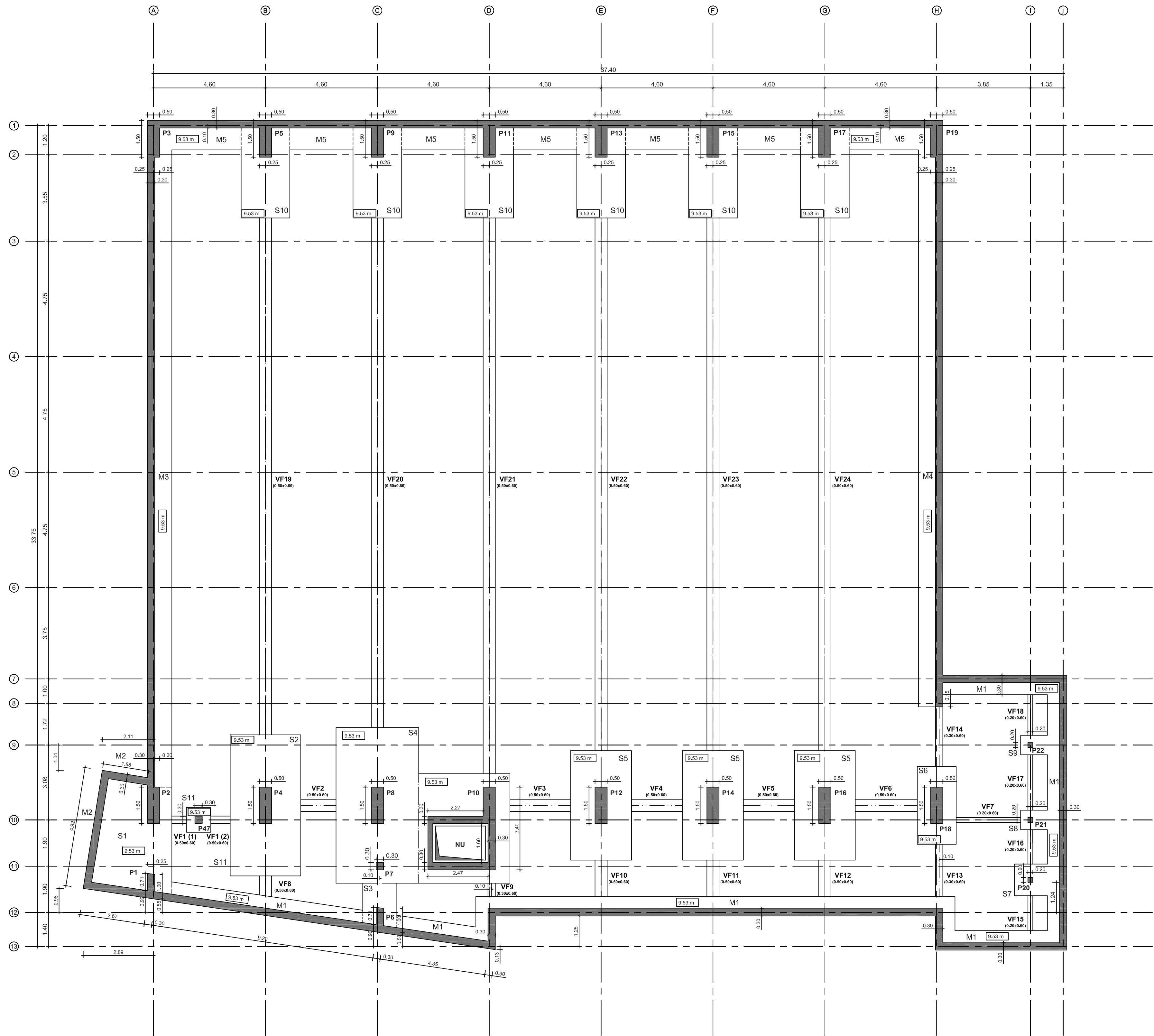


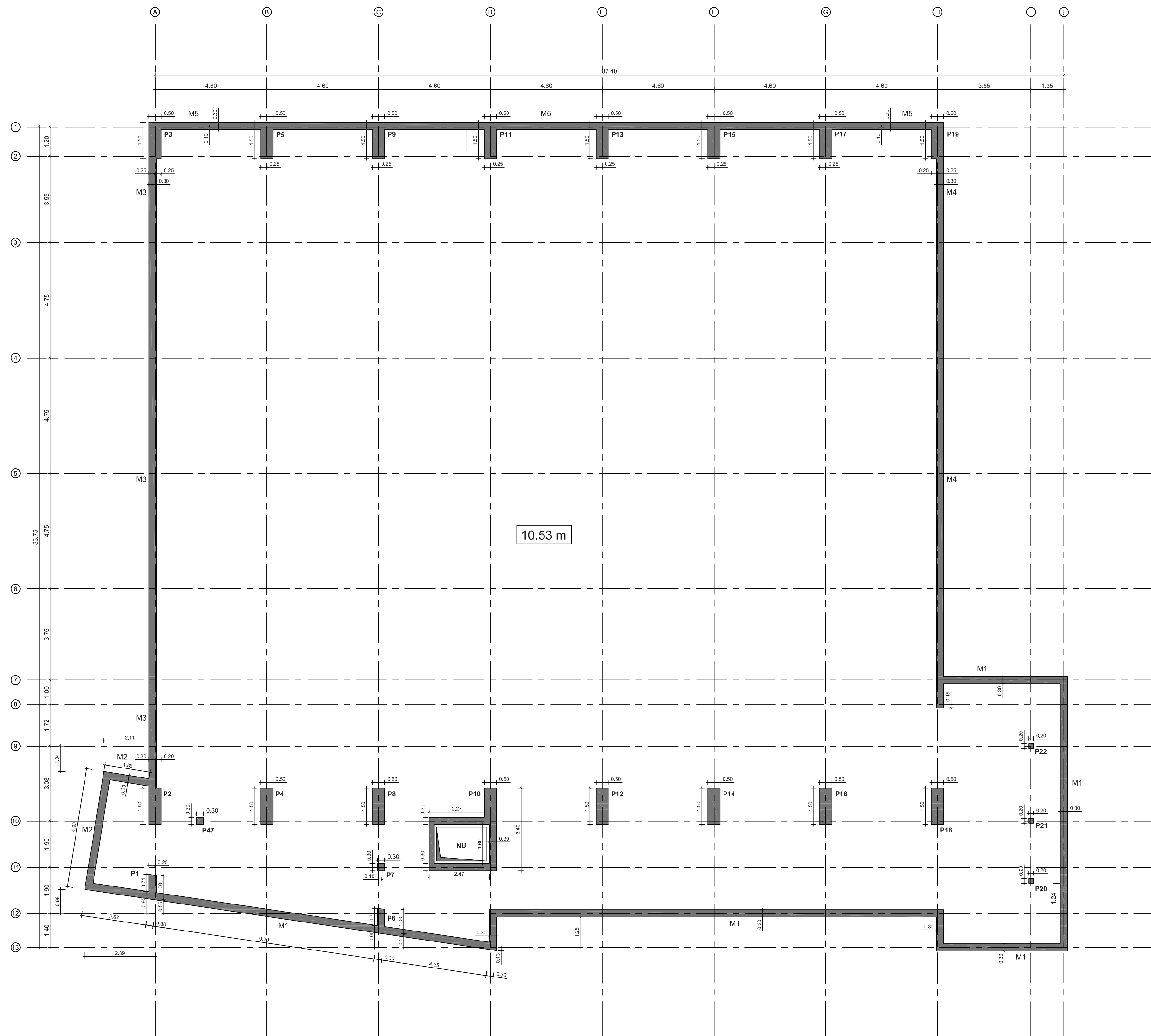
CORTE 5-5'
ESQ. 1:100



CORTE 6-6'
ESQ. 1:100

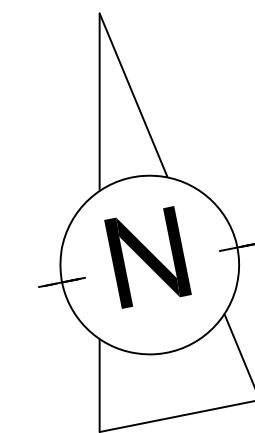
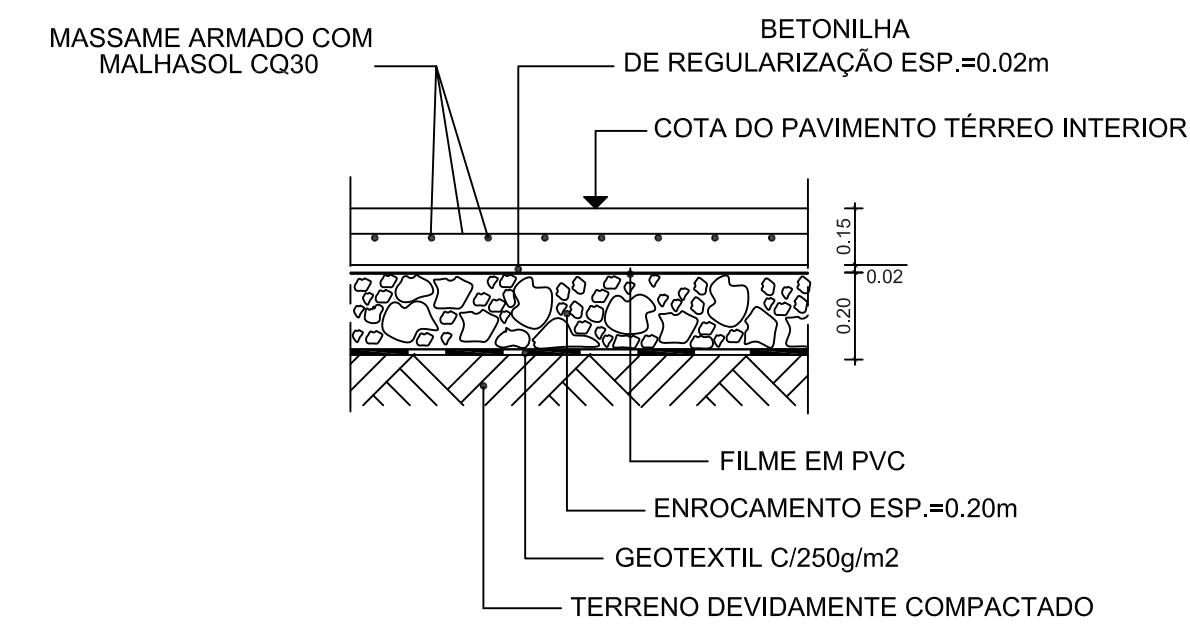
 ISEL	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	Elaborado por: Miguel Candeias Nº 30123	TRABALHO FINAL DE MESTRADO
	Fevereiro 2012	ESCALA: 1/100
	ARQUITECTURA Corte 5-5' e 6-6'	DESENHO N.º 9 FORMATO: A1





PORMENOR TIPO DO PAVIMENTO TÉRREO

Escala 1:20



MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)				

AÇO:

Armaduras Ordinárias
Armaduras de Pré-esforço

A400 NR SD
Y1860S7

NOTA:

As cotas de toco da estrutura foram obtidas retirando 5 cm às cotas de limpo da arquitectura



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO

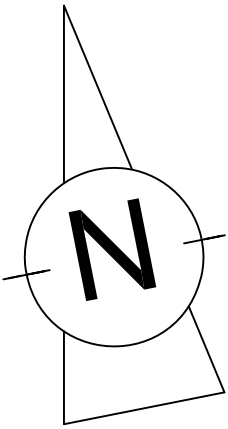
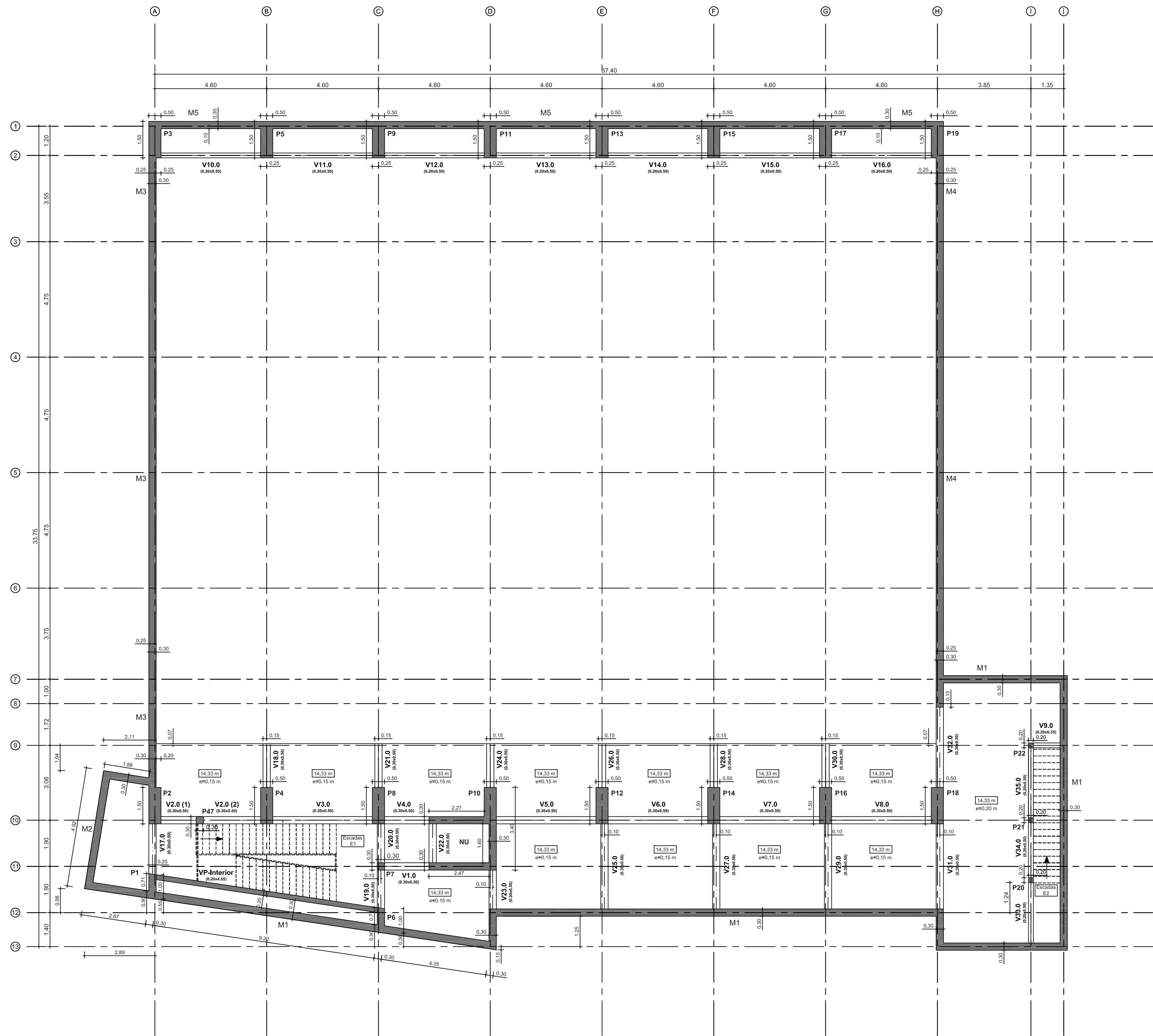
ESCALA: 1/100

Dimensionamento
Planta do Piso -1

DESENHO N.º
11

Fevereiro 2012

FORMATO: A1



MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)				

AÇO:

Armaduras Ordinárias
Armaduras de Pré-esforço

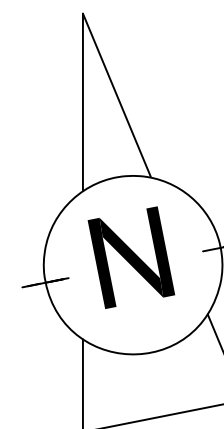
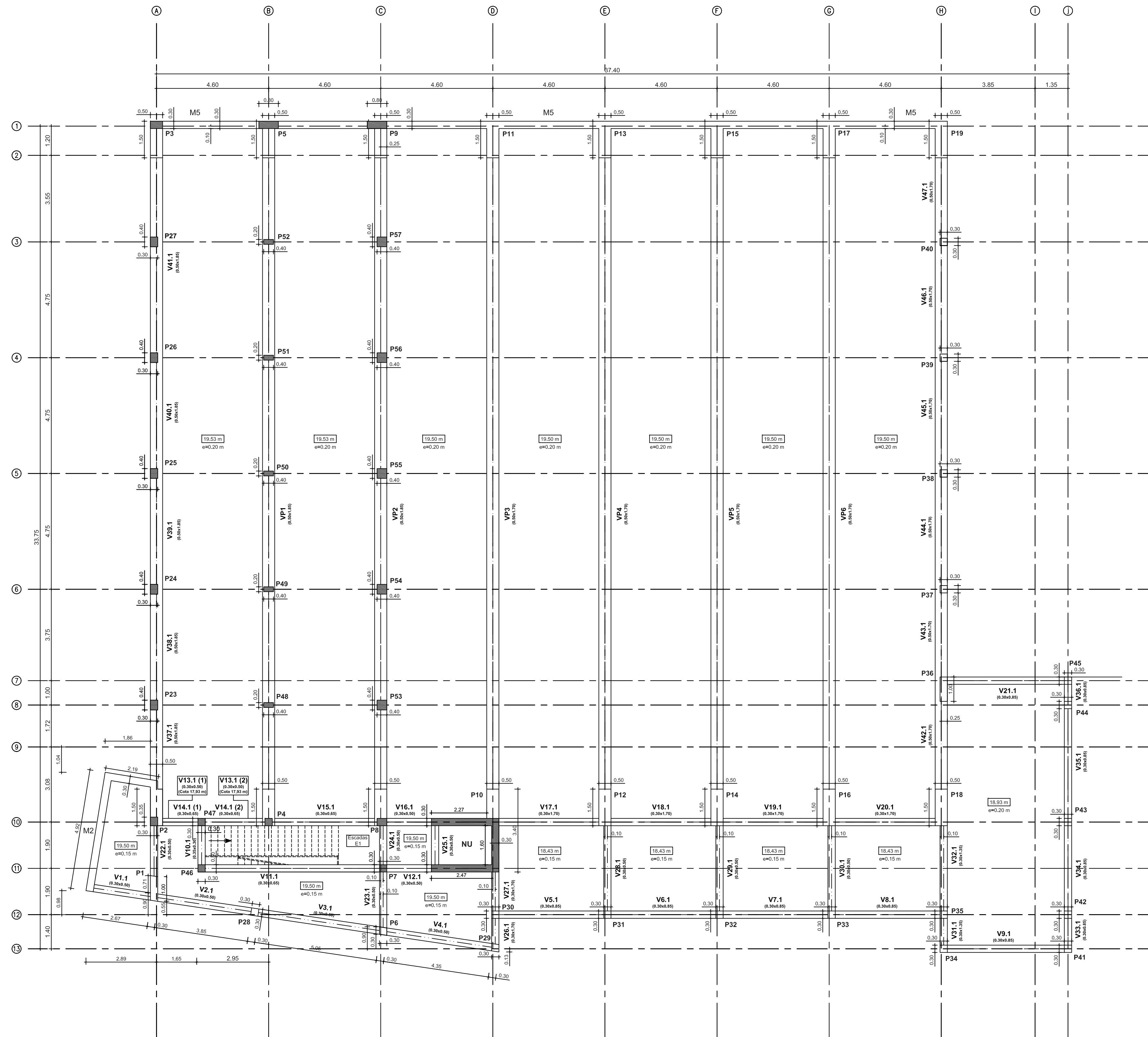
A400 NR SD
Y1860S7

NOTA:

As cotas de toco da estrutura foram obtidas retirando 5 cm às cotas de limpo da arquitectura



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL		
Elaborado por: Miguel Candéias Nº 30123	TRABALHO FINAL DE MESTRADO	ESCALA: 1/100
Fevereiro 2012	Dimensionamento Planta do Piso 0	DESENHO N.º 12 FORMATO: A1



MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)				

AÇO:

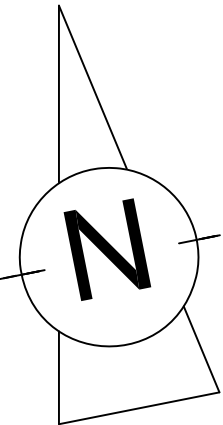
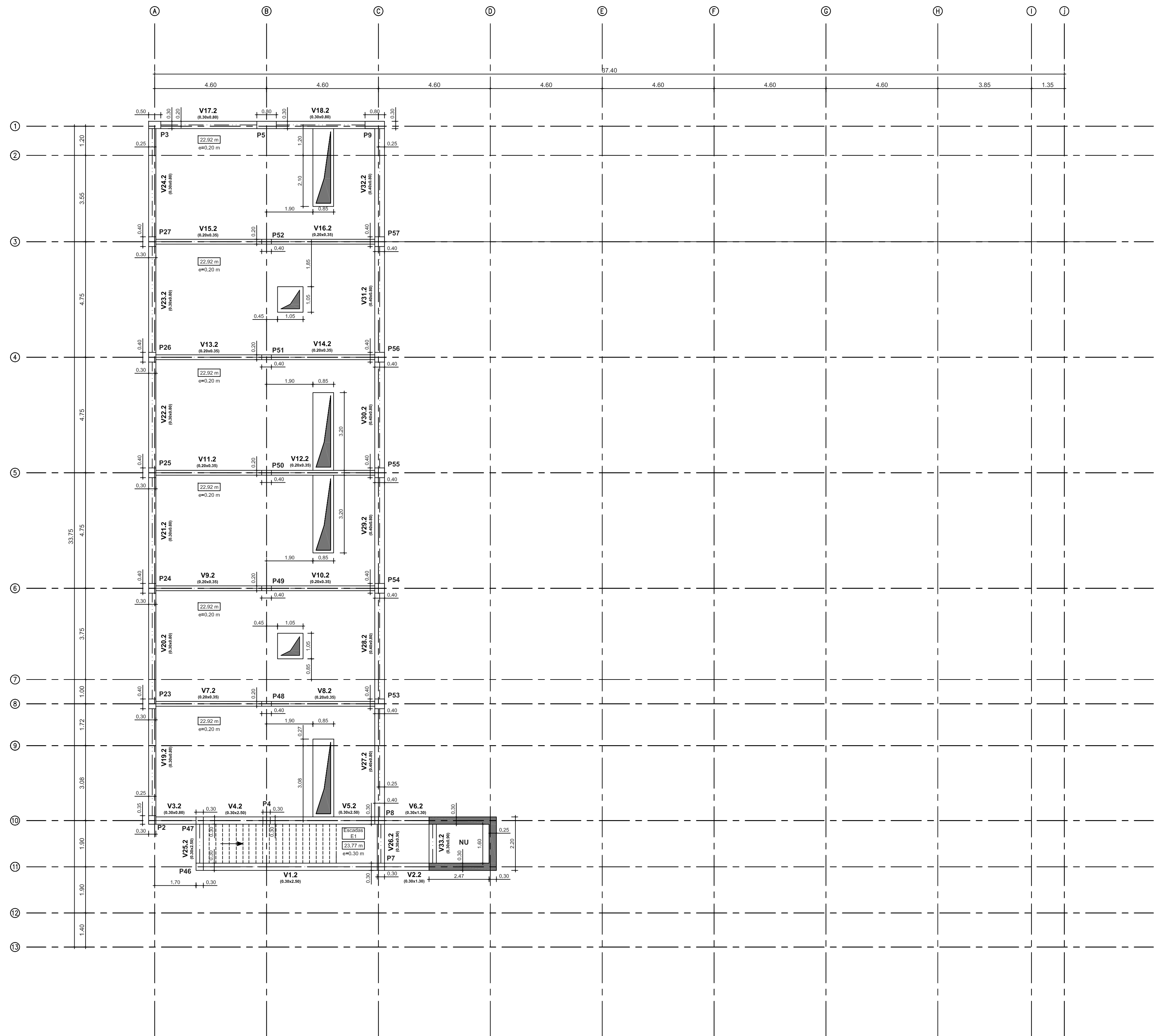
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7

NOTA:

As cotas de toco da estrutura foram obtidas retirando 5 cm às cotas de limpo da arquitetura




DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL		
Elaborado por: Miguel Candéias Nº 30123	TRABALHO FINAL DE MESTRADO	ESCALA: 1/100
Fevereiro 2012	Dimensionamento Planta do Piso 1	DESENHO N.º 13 FORMATO: A1



MATERIAIS					
BETÃO:					
Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)				
AÇO:					
Armaduras Ordinárias	A400	NR	SD		
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7				

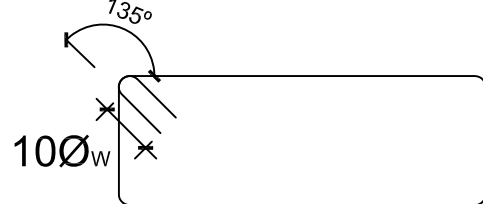
NOTA:
As cotas de toco da estrutura foram obtidas retirando 5 cm às cotas de limpo da arquitectura

	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	Elaborado por: Miguel Candéias Nº 30123	TRABALHO FINAL DE MESTRADO Dimensionamento Planta do Piso 2
	Fevereiro 2012	ESCALA: 1/100 DESENHO N.º 14 FORMATO: A1

Quadro de Pilares 1/4										
PILAR	P1	P2	P3	P4	P8	P18	P5	P9	P11=P13=P15=P17	P6
TROÇO										
Piso 2										
Piso 1										
Piso 0										
Fundação										

Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Ø_w - Diâmetro do Estribo

Varão	l _{bd} (m)	l _o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

MATERIAIS	
BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7



ISEL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

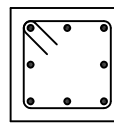
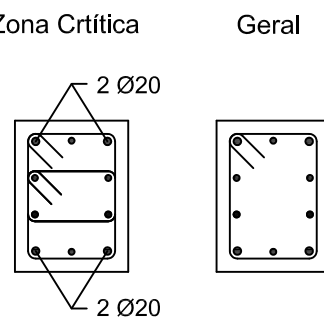
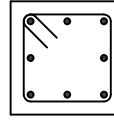
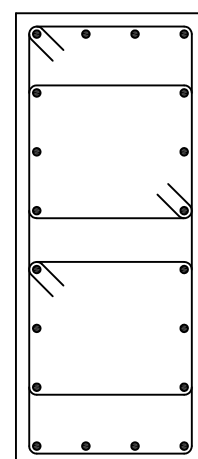
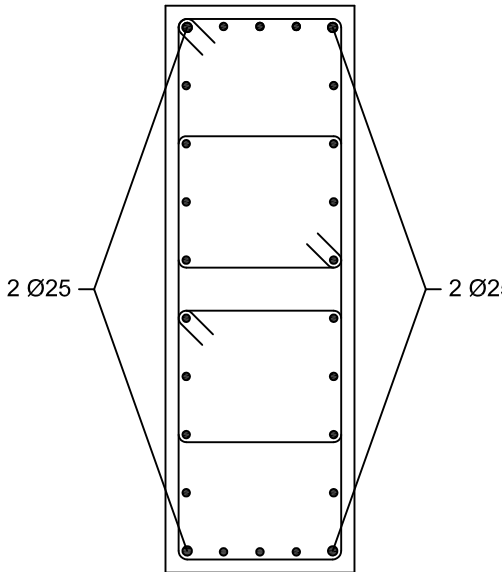
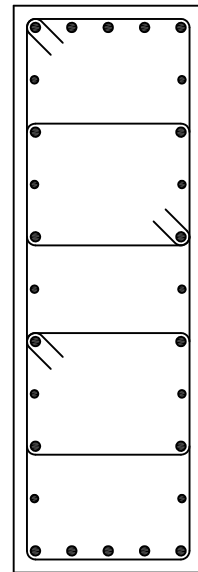
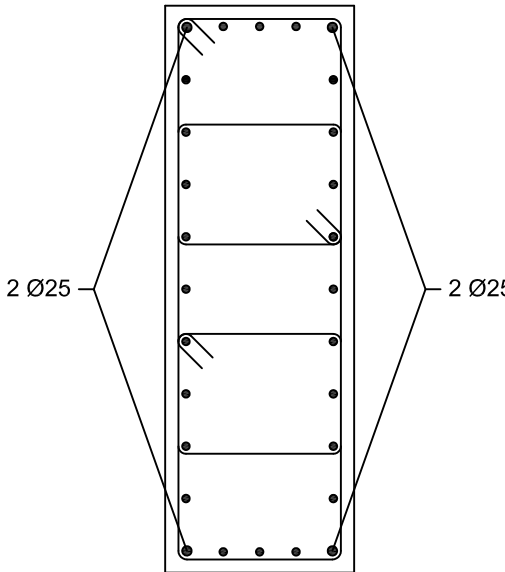
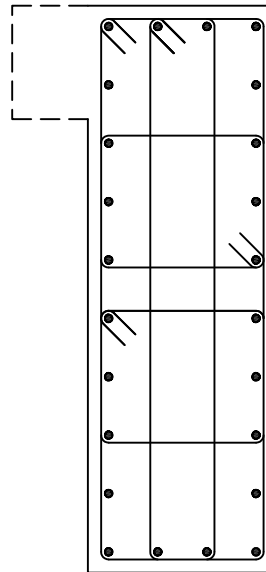
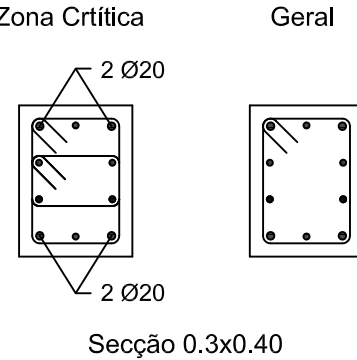
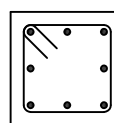
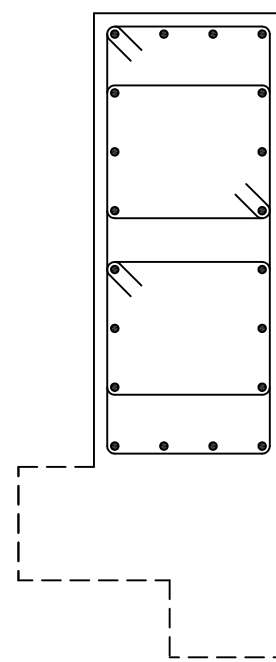
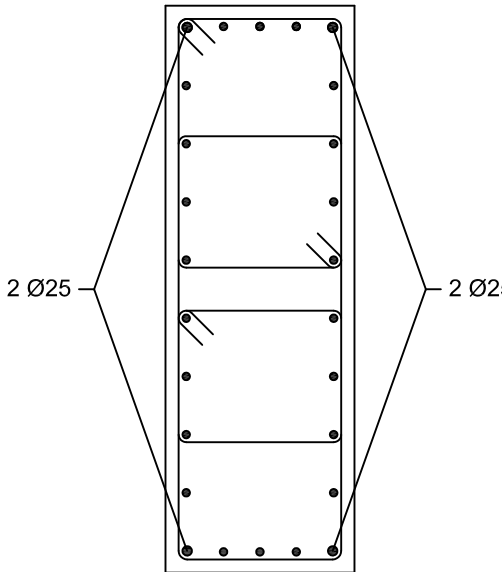
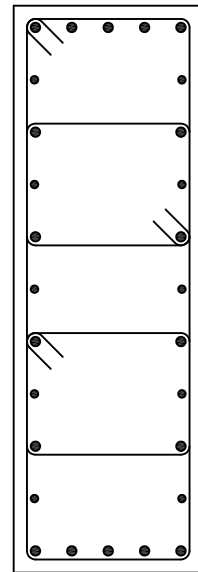
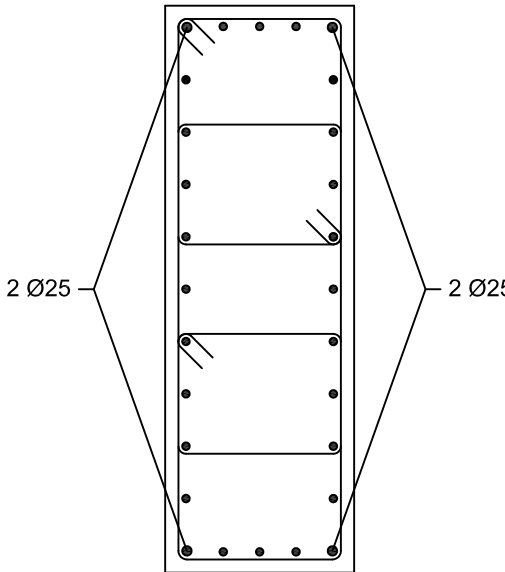
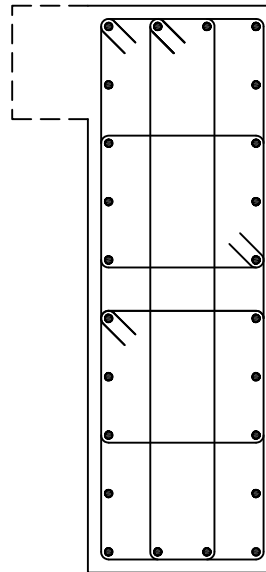
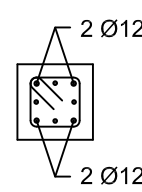
Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Quadro de Pilares 1/4

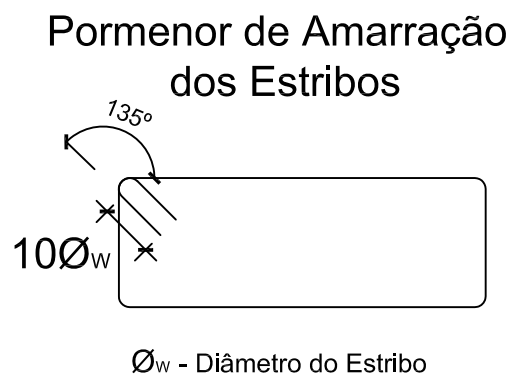
ESCALA: 1/20

DESENHO N.º
15


FORMATO: A1

Quadro de Pilares 2/4										
	PILAR TROÇO	P7	P10	P12	P14	P16	P19	P20=21=22	P23	P27
Piso 2	3º TROÇO	8 Ø 16  Seção 0.3x0.30 Cintas: Geral Cintas Exteriores Ø8//0.25 Zona Crítica Cintas Exteriores Ø10//0.10 Comprimento da Zona Crítica (lcr) lcr = 0,50 m (Parcial)							4 Ø 20 + 6 Ø 16 <div><div>Zona Crítica</div><div>Geral</div></div>  Seção 0.3x0.40 Cintas: Geral Cintas Exteriores Ø8//0.10 Zona Crítica Cintas Interiores e Exteriores Ø8//0.10 Comprimento da Zona Crítica (lcr) lcr = 0,50 m (Parcial)	
Piso 1		8 Ø 16  Seção 0.3x0.30 Cintas: Geral Cintas Exteriores Ø8//0.25 Zona Crítica Cintas Exteriores Ø10//0.10 Comprimento da Zona Crítica (lcr) lcr = 0,80 m (Parcial)	20 Ø 20 	4 Ø 25 + 22 Ø 20 	18 Ø 25 + 10 Ø 20 	4 Ø 25 + 24 Ø 20 	24 Ø 20 		4 Ø 20 + 6 Ø 16 <div><div>Zona Crítica</div><div>Geral</div></div>  Seção 0.3x0.40 Cintas: Geral Cintas Exteriores Ø8//0.25 Zona Crítica Cintas Interiores e Exteriores Ø8//0.10 Comprimento da Zona Crítica (lcr) lcr = 0,45 m (Parcial)	
Piso 0		8 Ø 16  Seção 0.3x0.30 Cintas: Geral Cintas Exteriores Ø8//0.25 Zona Crítica Cintas Exteriores Ø10//0.10 Comprimento da Zona Crítica (lcr) lcr = 0,60 m (Parcial)	Seção 0.50x1.20 	Seção 0.50x1.50 	Seção 0.50x1.50 	Seção 0.50x1.50 	Seção 0.50x1.50 	4 Ø 12 + 4 Ø 10 		
Fundação	1º TROÇO									

MATERIAIS	
BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7

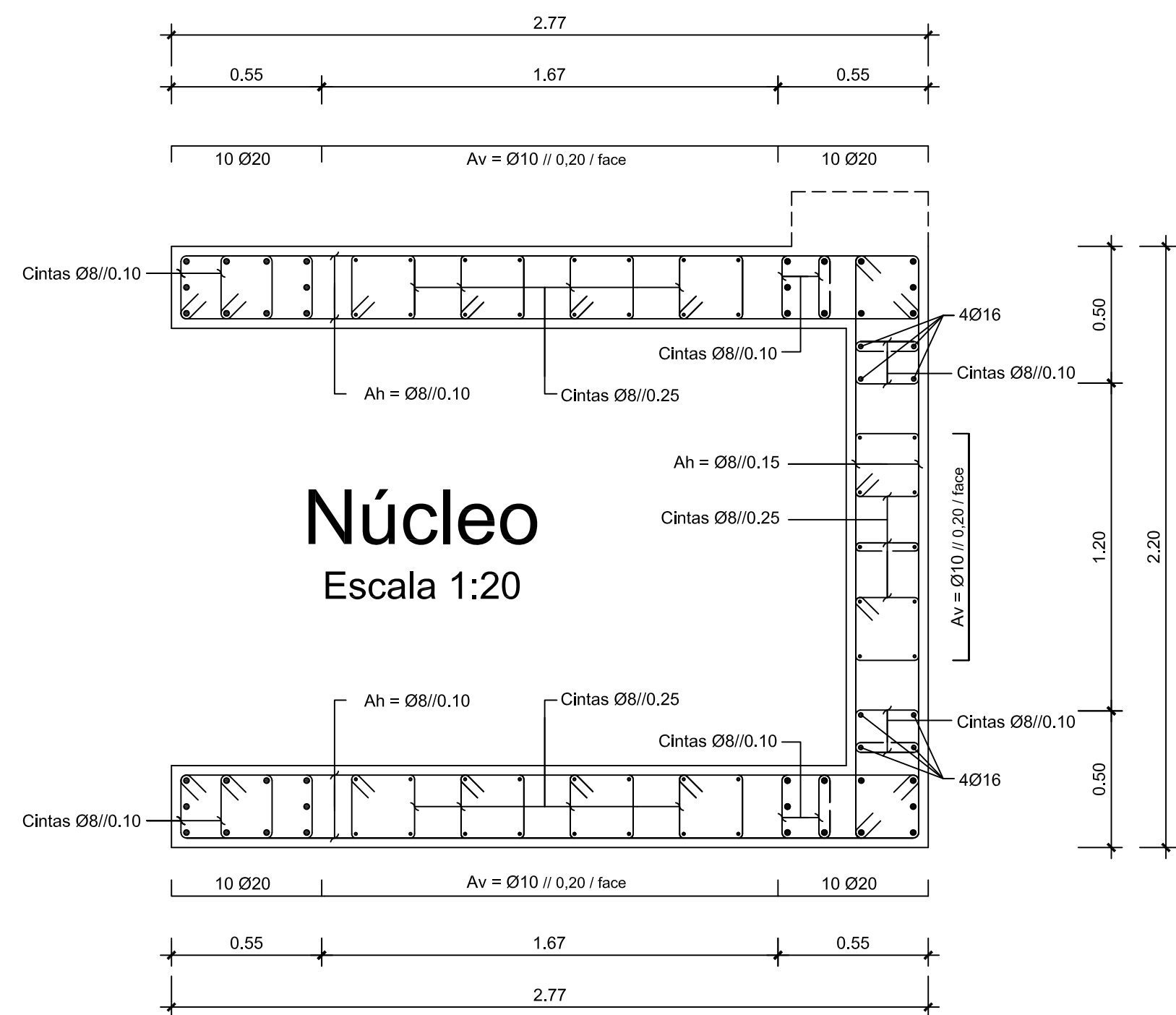


Varão	l _{bd} (m)	l _o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

 ISEL	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	Elaborado por: Miguel Candelas Nº 30123	TRABALHO FINAL DE MESTRADO
	Fevereiro 2012	ESCALA: 1/20
Betão Armado Quadro de Pilares 2/4		DESENHO N.º 16 FORMATO: A1

[illegible]

2º Troço (Piso 0)



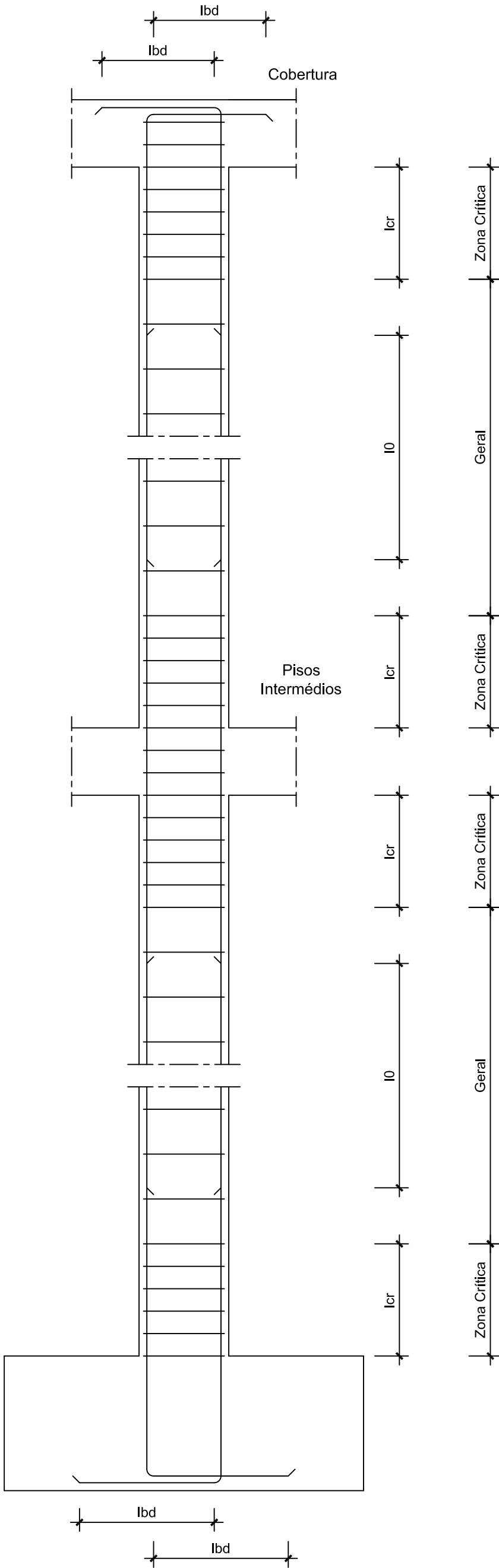
Varão	l _{bd} (m)	l _o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

BETÃO:						
Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Ci0.20	Dmax20	S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Ci0.20	Dmax20	S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Ci0.20	Dmax20	S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Ci0.20	Dmax20	S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Ci0.20	Dmax20	S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Ci0.20	Dmax20	S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25	S4
	c - Recobrimento nominal (mm)					
AÇO:						
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD					
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7					

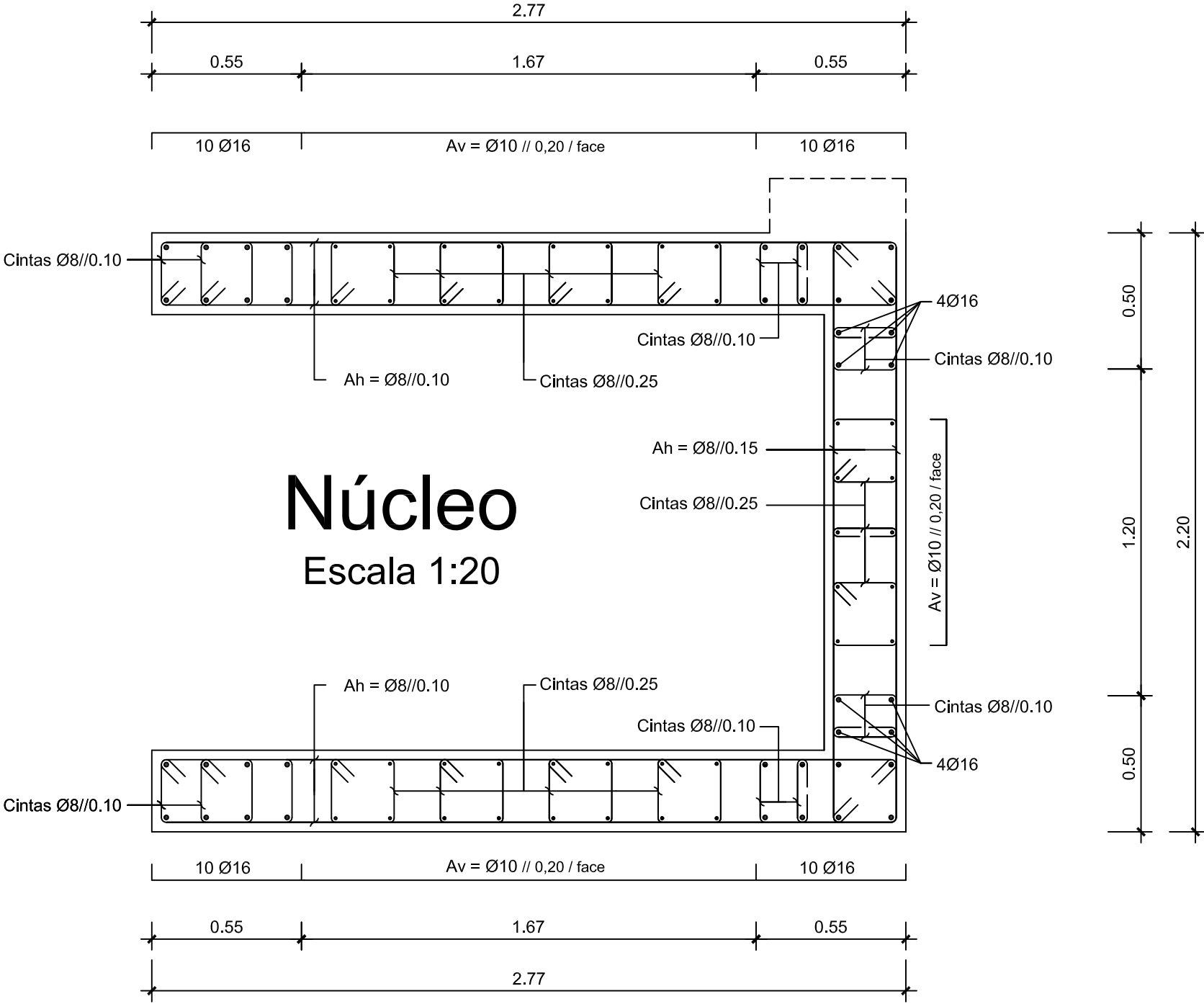
Quadro de Pilares 4/4

Piso 2 ↓	PILAR TROÇO	P41=42=43=44=45	P46	P47	P48=P49=P50=P51=P52	P53=P57	P54=P55=P56
			8 Ø 16		4 Ø 16 + 6 Ø 12	16 Ø 20	16 Ø 16
	3º TROÇO				<div><div>Zona Crítica</div><div>Geral</div></div>	<div>Secção 0.40x0.40</div>	<div>Secção 0.40x0.40</div>
					<div>Cintas: Geral Cintas Exteriores Ø10//0.125 Cintas Interiores Ø8//0.125 Zona Crítica Cintas Exteriores Ø10//0.10 Cintas Interiores Ø8//0.10 Comprimento da Zona Crítica (lcr) lcr = 0,50 m (Parcial)</div>		<div>Cintas: Geral Cintas Exteriores Ø8//0.125 Cintas Interiores Ø8//0.125 Zona Crítica Cintas Exteriores Ø8//0.10 Cintas Interiores Ø8//0.10 Comprimento da Zona Crítica (lcr) lcr = 0,50 m (Parcial)</div>
Piso 1 ↓	2º TROÇO	8 Ø 12		8 Ø 16			
		<div>Secção 0.3x0.30</div> <div>Cintas: Geral Cintas Exteriores Ø8//0.20 Zona Crítica Cintas Exteriores Ø10//0.10 Comprimento da Zona Crítica (lcr) lcr = 0,65 m (Parcial)</div>		<div>Secção 0.3x0.30</div> <div>Cintas: Geral Cintas Exteriores Ø8//0.20 Zona Crítica Cintas Exteriores Ø10//0.10 Comprimento da Zona Crítica (lcr) lcr = 0,45 m (Parcial)</div>			
Piso 0 ↓	1º TROÇO			8 Ø 16			
				<div>Secção 0.3x0.30</div> <div>Cintas: Geral Cintas Exteriores Ø8//0.25 Zona Crítica Cintas Exteriores Ø10//0.10 Comprimento da Zona Crítica (lcr) lcr = 0,60 m (Parcial)</div>			
Fundação ↓							

Disposição Geral das Armaduras nos Pilares Sem Escala

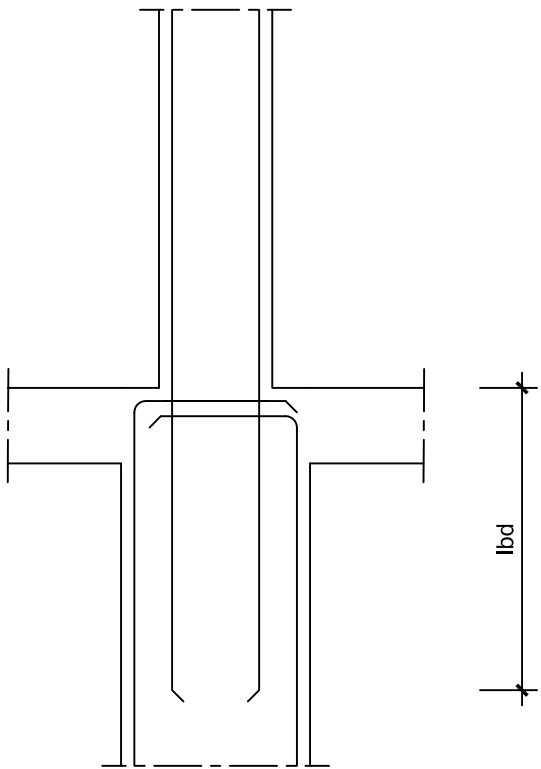


3º Troço (Piso 1)

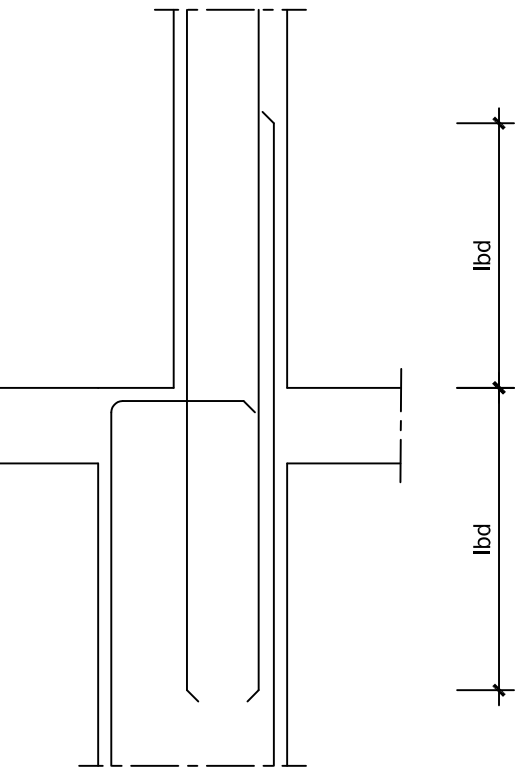


Núcleo
Escala 1:20

Variação de Secção
Sem Escala



Variação de Secção
Sem Escala

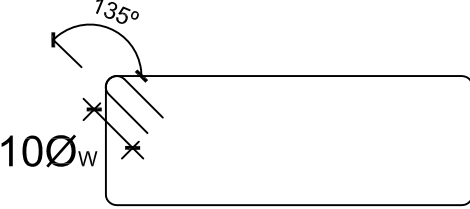


MATERIAIS

BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)	
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7

Comprimento de Amarração (lbd) e
Comprimento de Emenda (lo)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

Varão	lbd (m)	lo (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candelas
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Quadro de Pilares 4/4

Fevereiro 2012

ESCALA: 1/20

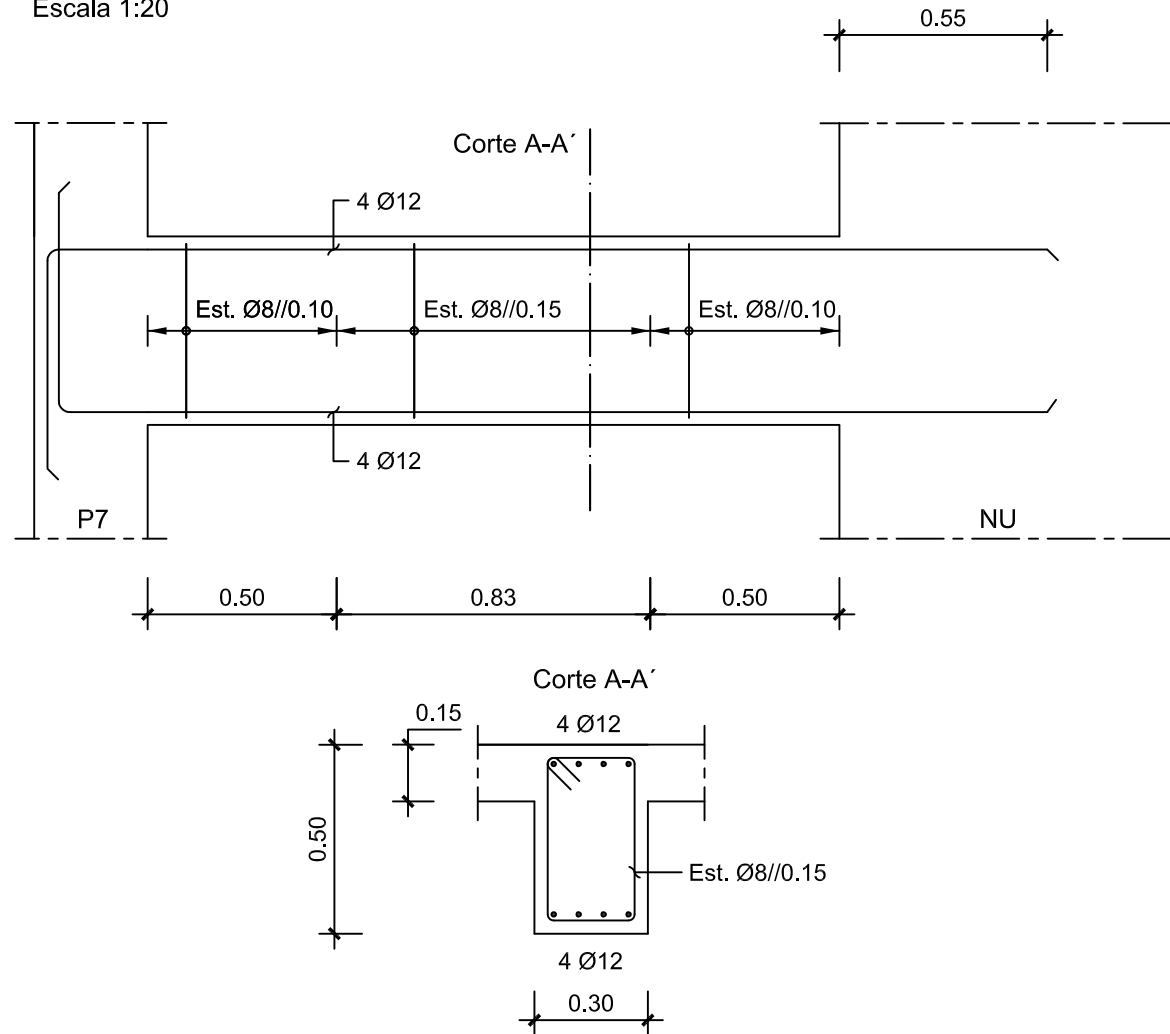
DESENHO N.º

18

FORMATO: A1

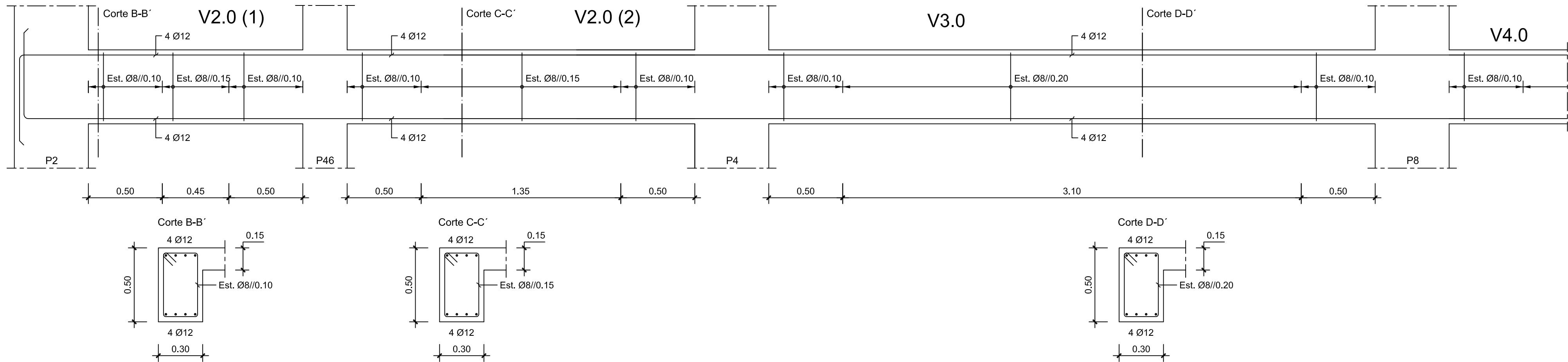
V1.0

Escala 1:20



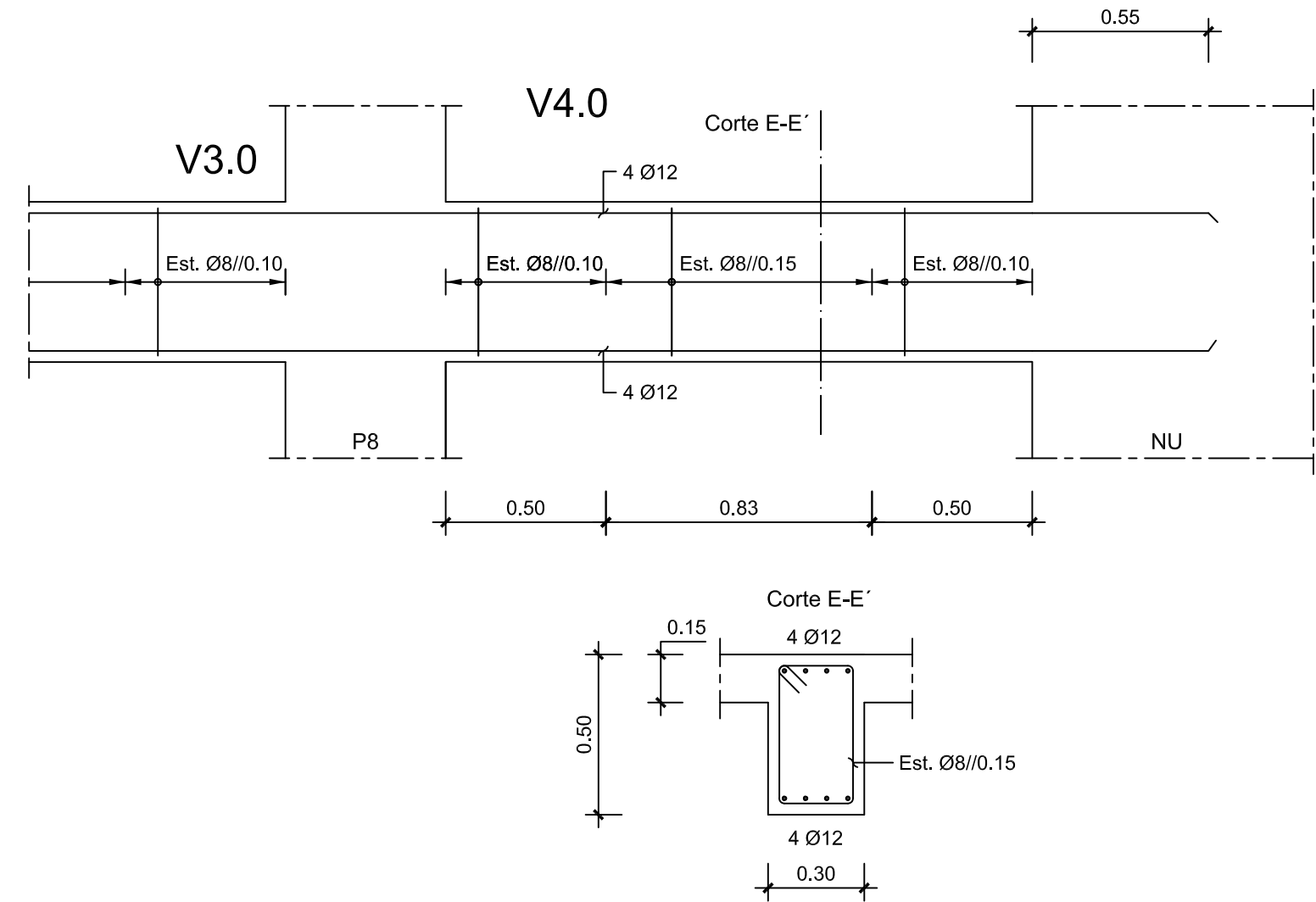
V2.0 (1), V2.0 (2) E V3.0

Escala 1:20



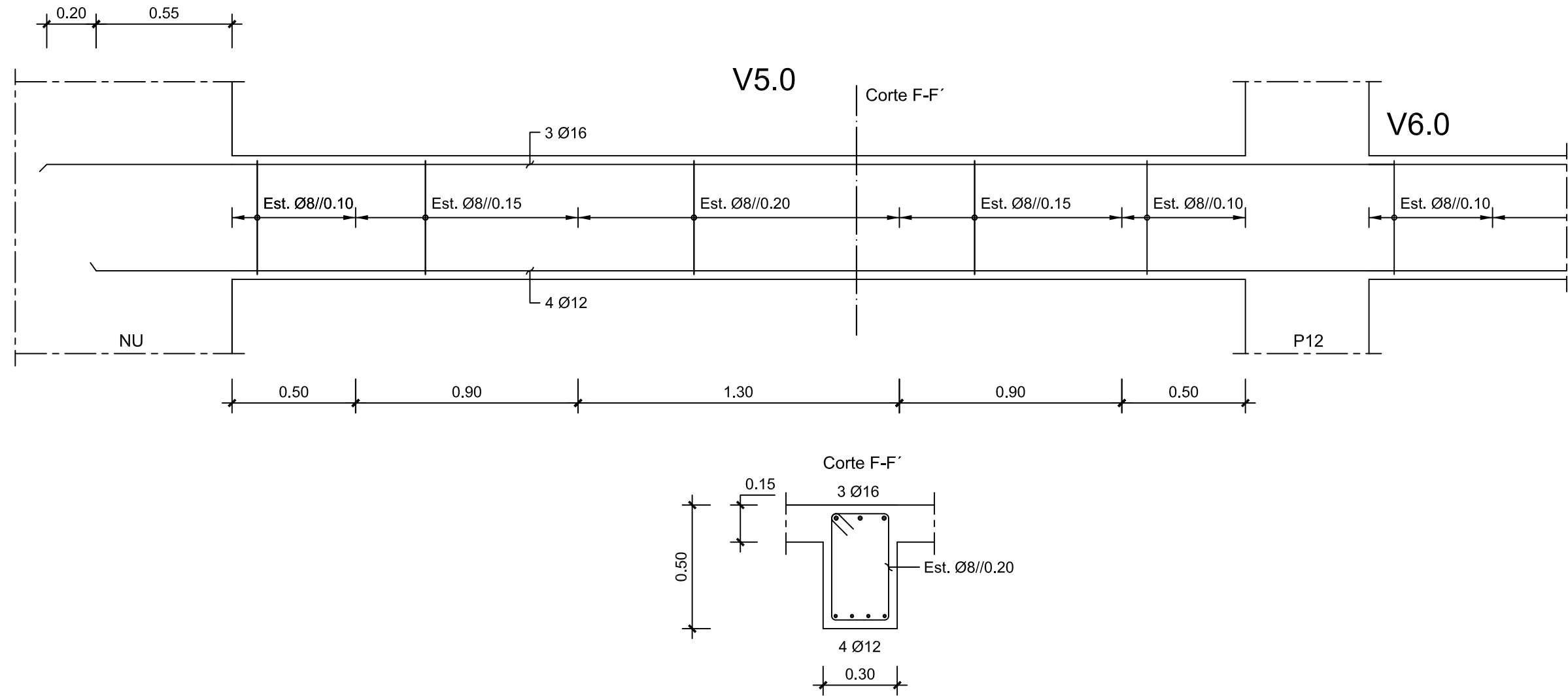
V4.0

Escala 1:20



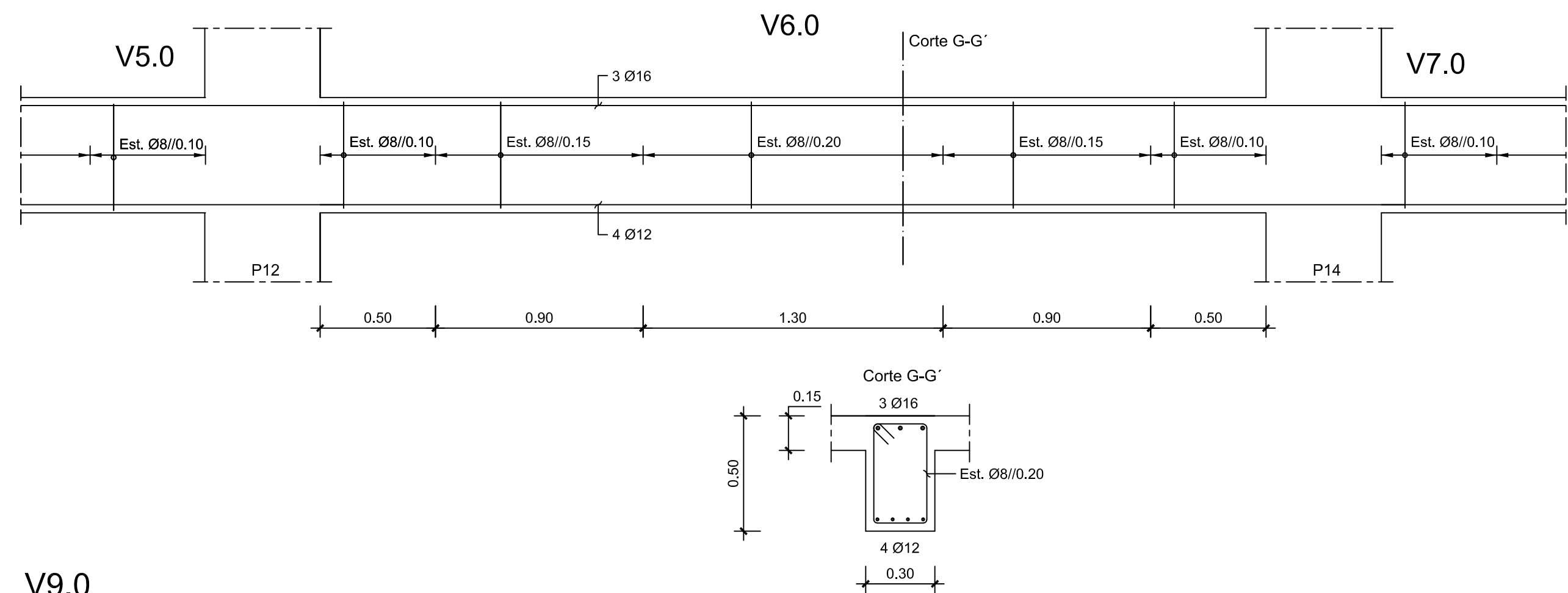
V5.0

Escala 1:20



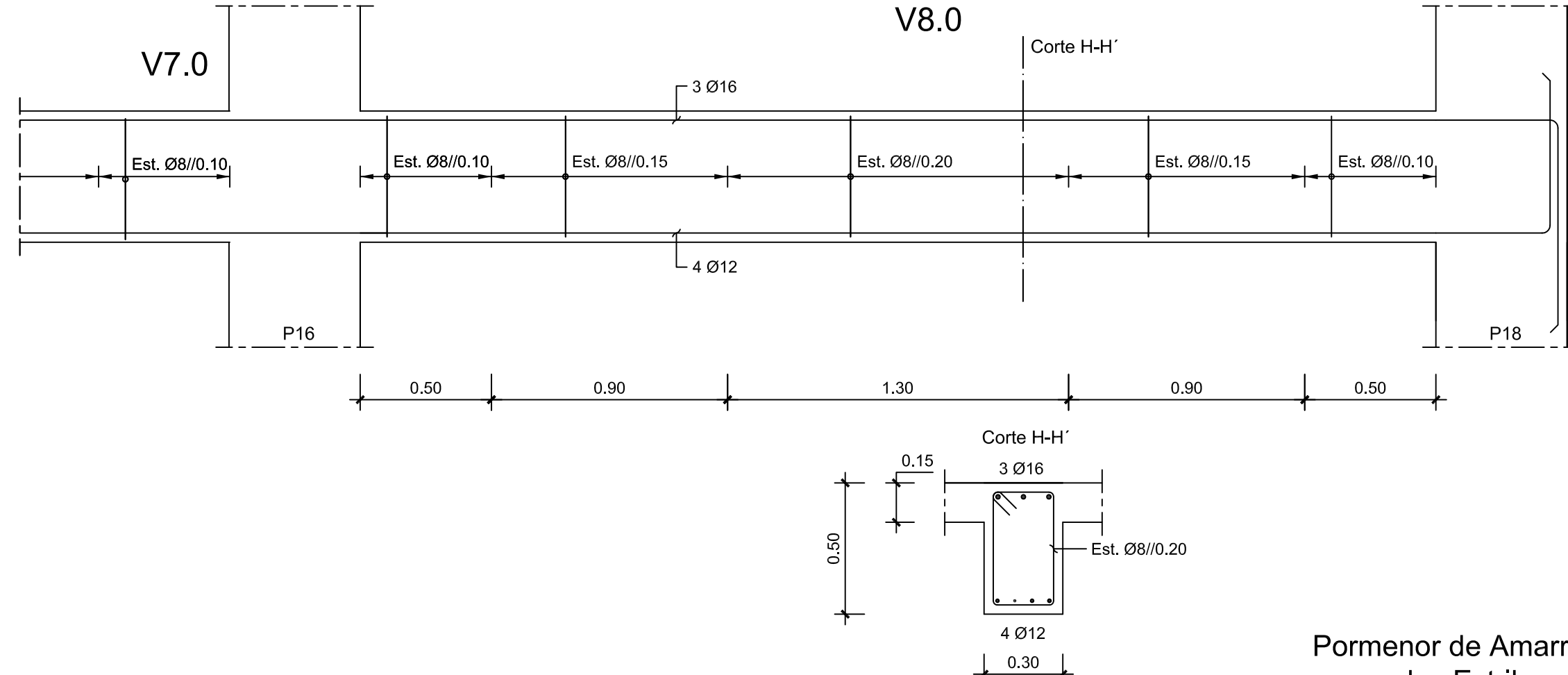
V6.0=V7.0

Escala 1:20



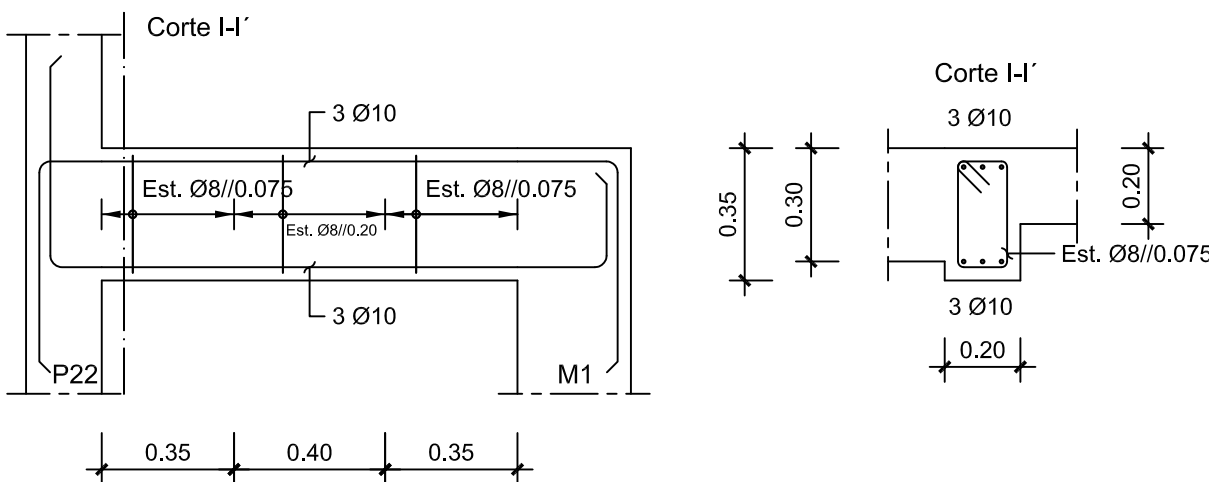
V8.0

Escala 1:20



V9.0

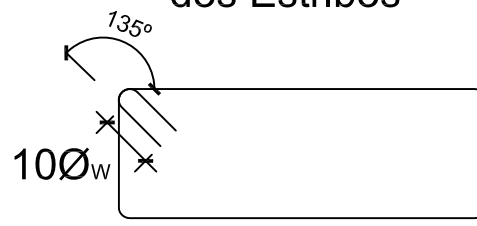
Escala 1:20



Comprimento de Amarração (l_{bd}) e Comprimento de Emenda (l_o)

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

Pormenor de Amarração dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)					

AÇO:

Armaduras Ordinárias
Armaduras de Pré-esforço

A400 NR SD
Y1860S7



Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

Fevereiro 2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 1/15

ESCALA: 1/20

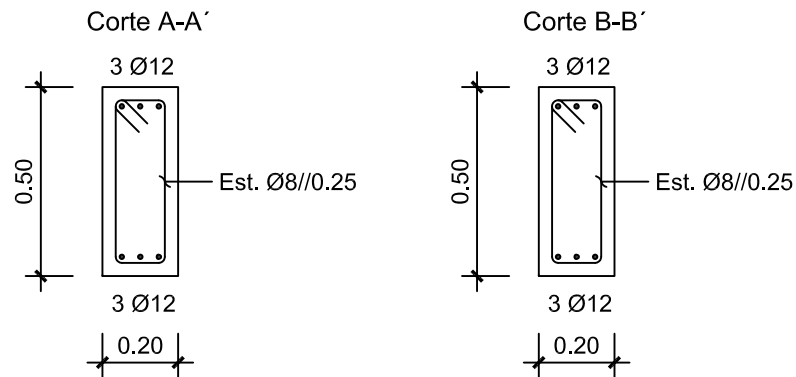
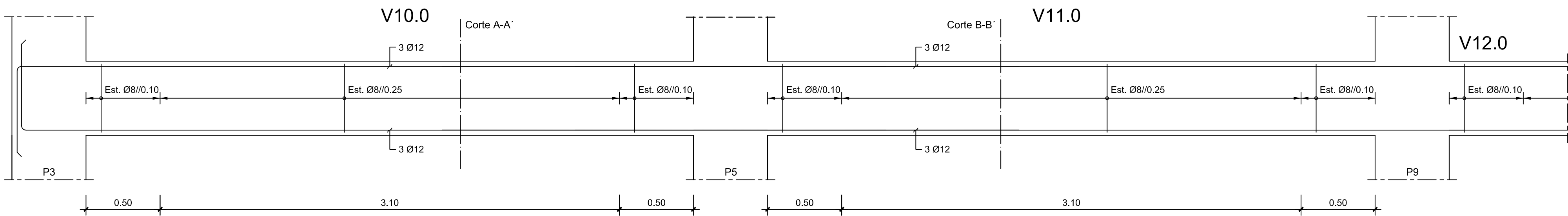
DESENHO N.º

19

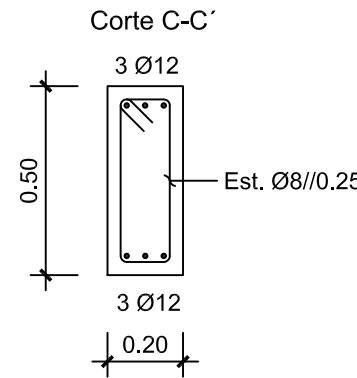
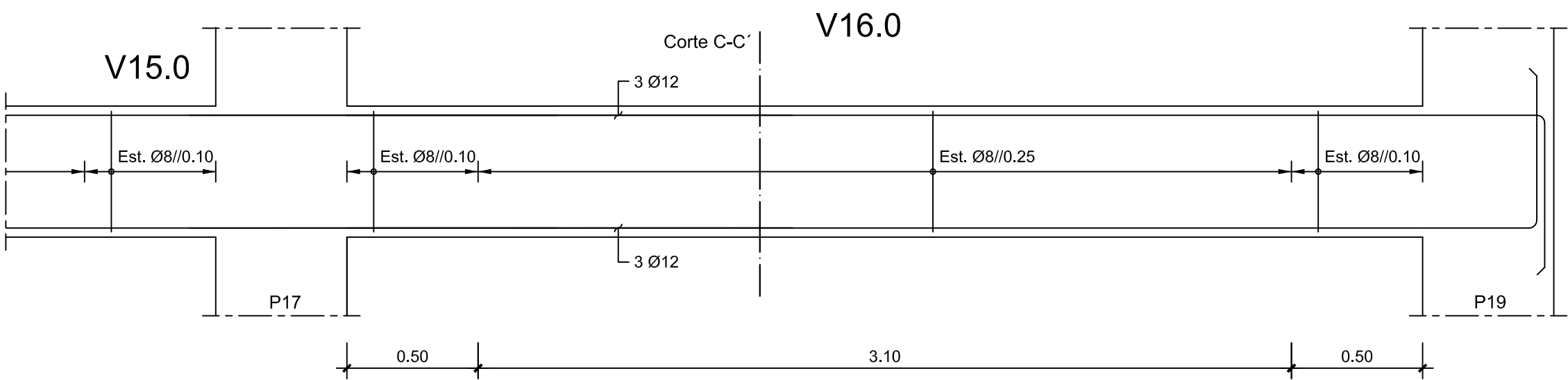
V1.0 até V9.0

FORMATO: A1

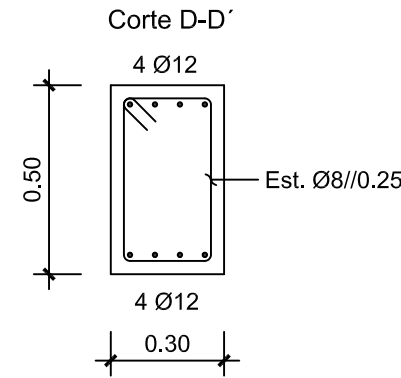
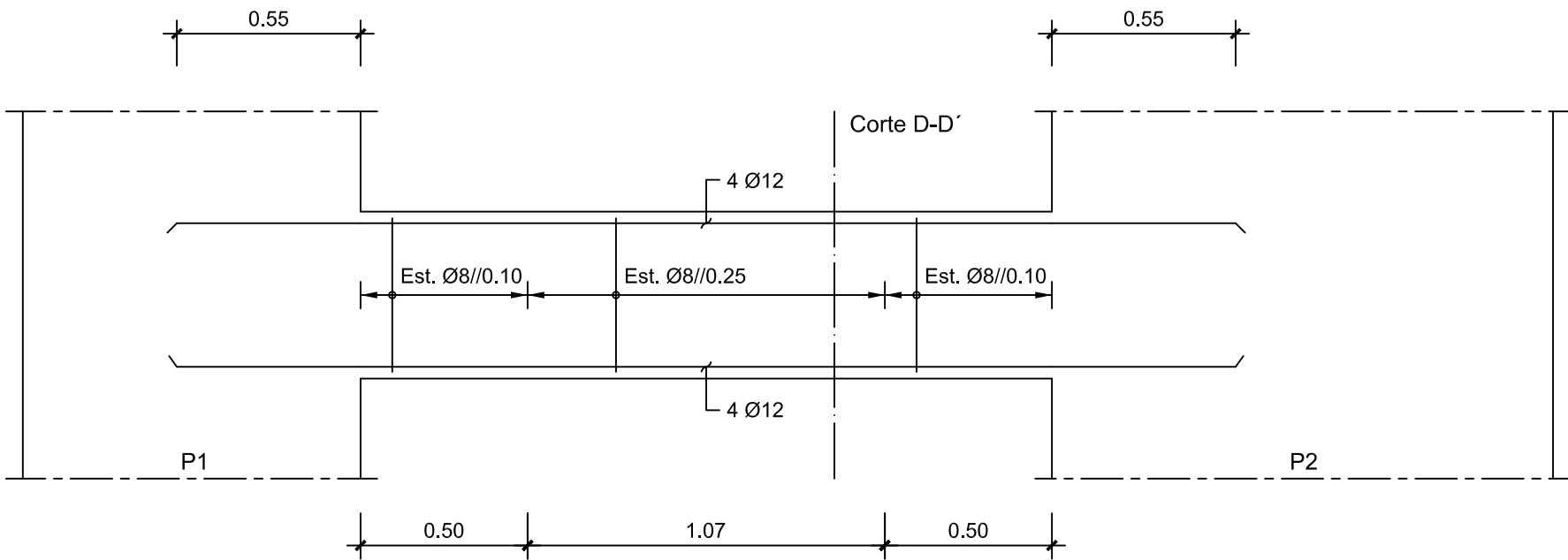
V10.0 E V11.0=V12.0=V13.0=V14.0=V15.0
Escala 1:20



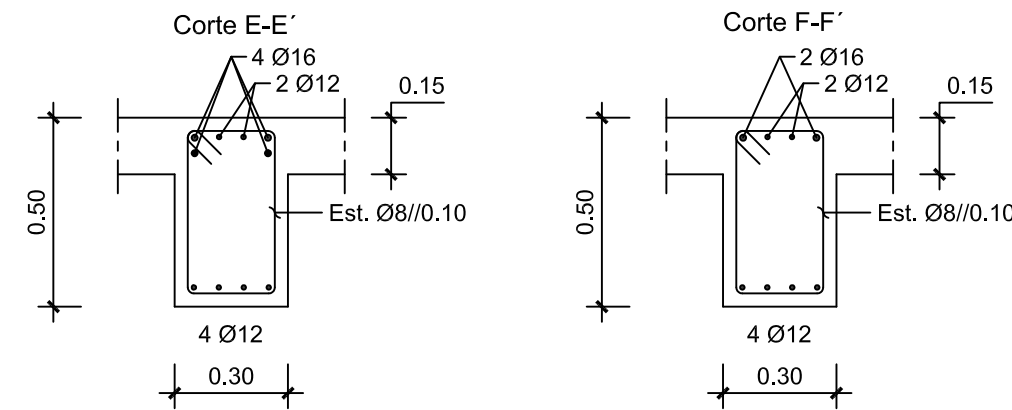
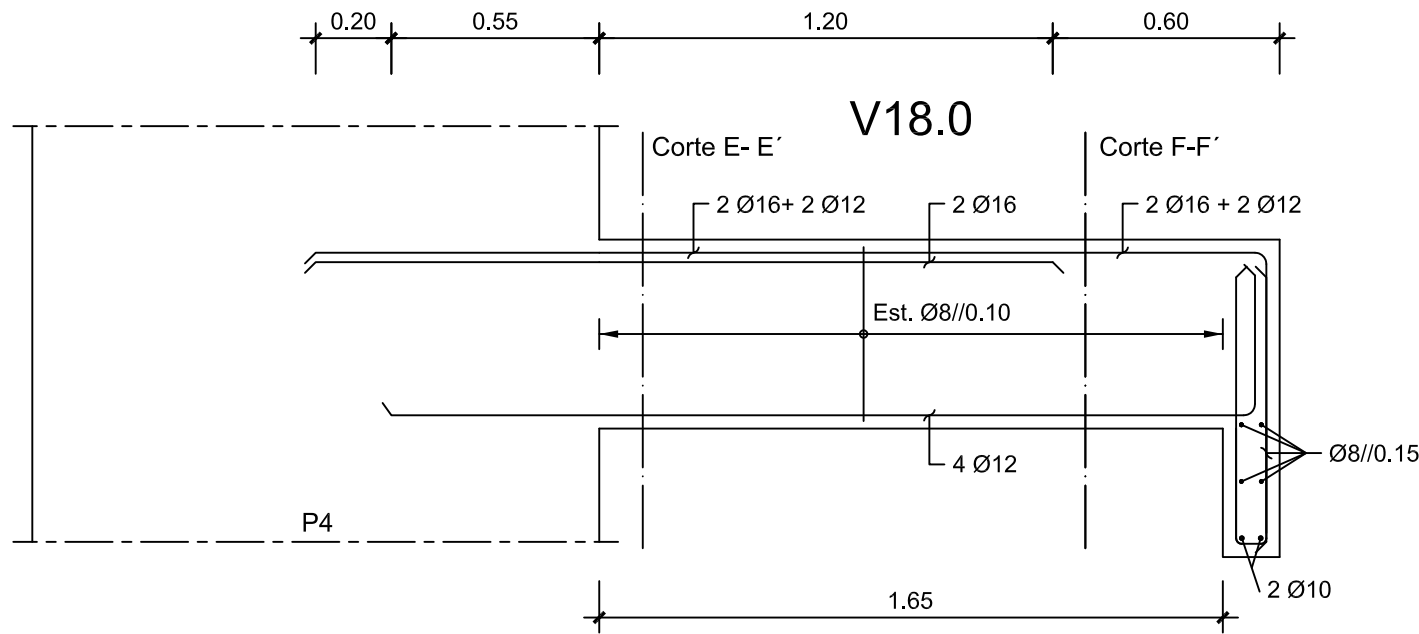
V16.0
Escala 1:20



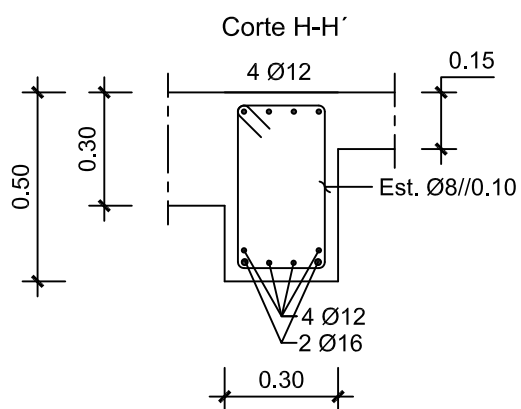
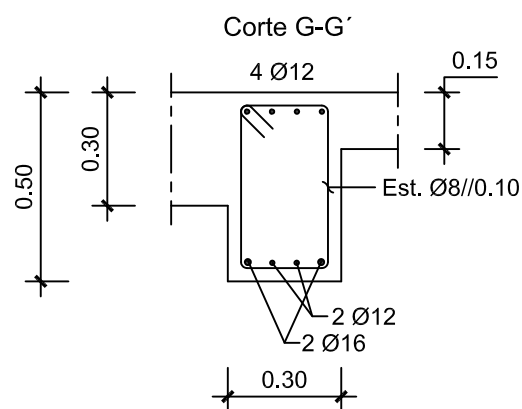
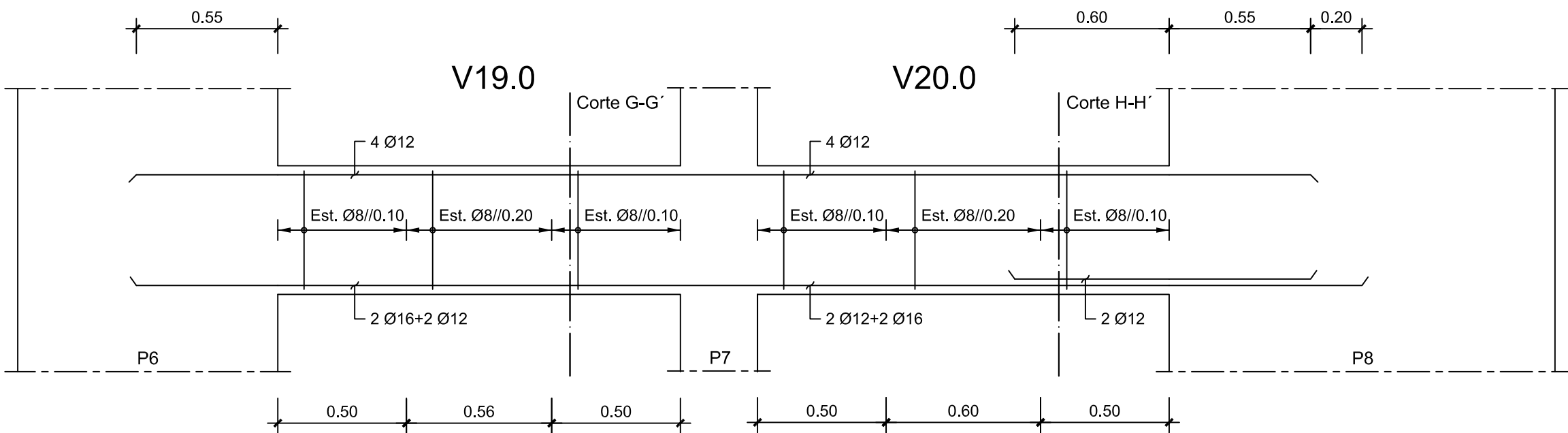
V17.0
Escala 1:20



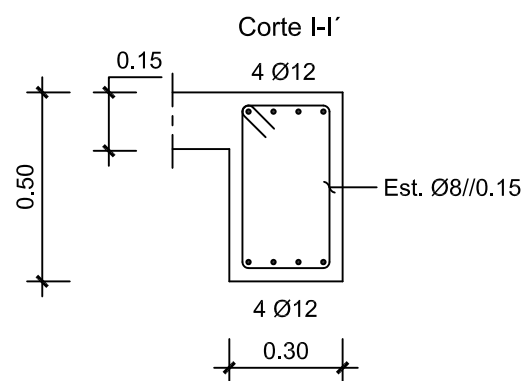
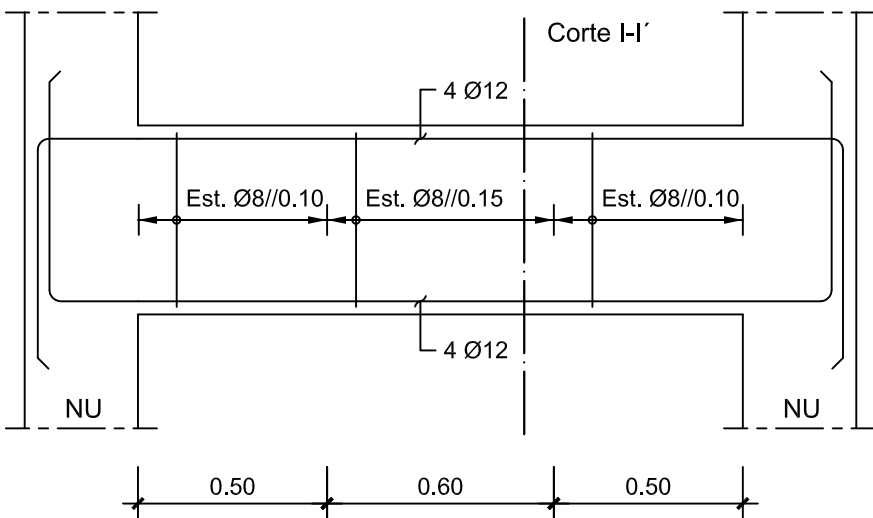
V18.0=V21.0=V24.0=V26.0=V28.0=V30.0
Escala 1:20



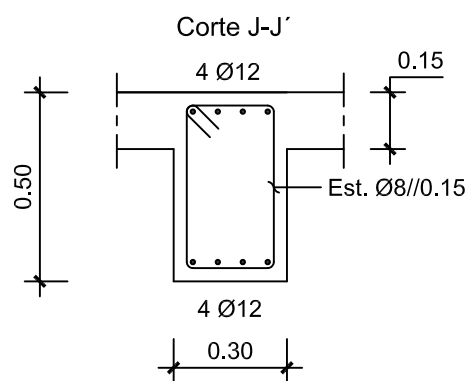
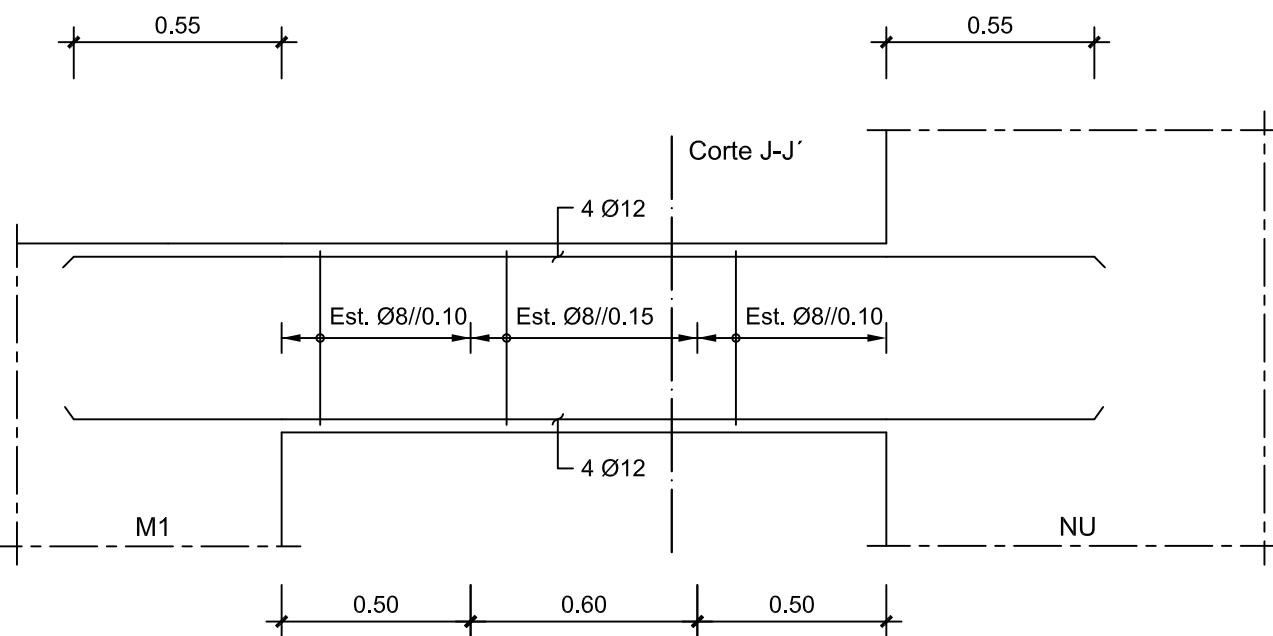
V19.0 E V20.0
Escala 1:20



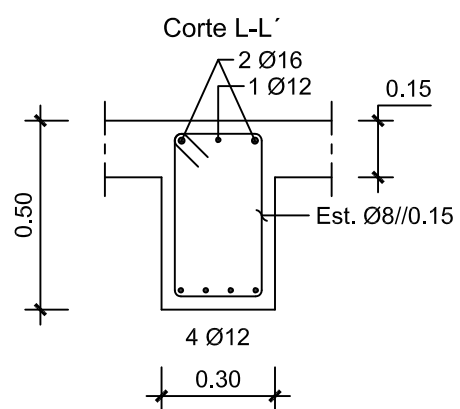
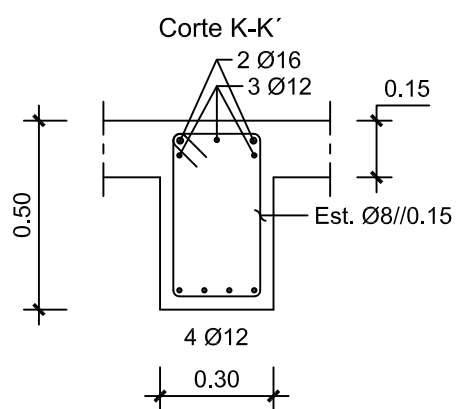
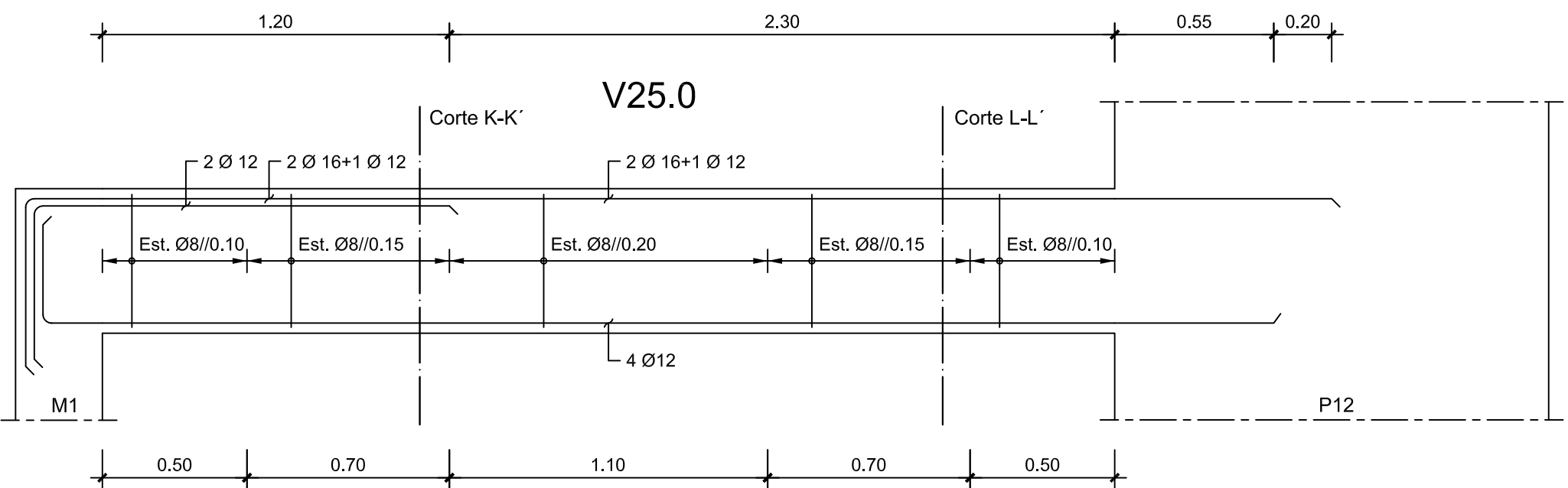
V22.0
Escala 1:20



V23.0
Escala 1:20



V25.0=V27.0=V29.0
Escala 1:20



MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)				

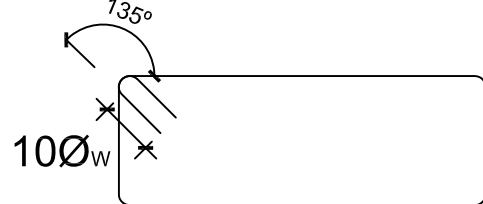
AÇO:

Armaduras Ordinárias
Armaduras de Pré-esforço

A400 NR SD
Y1860S7

Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 2/15

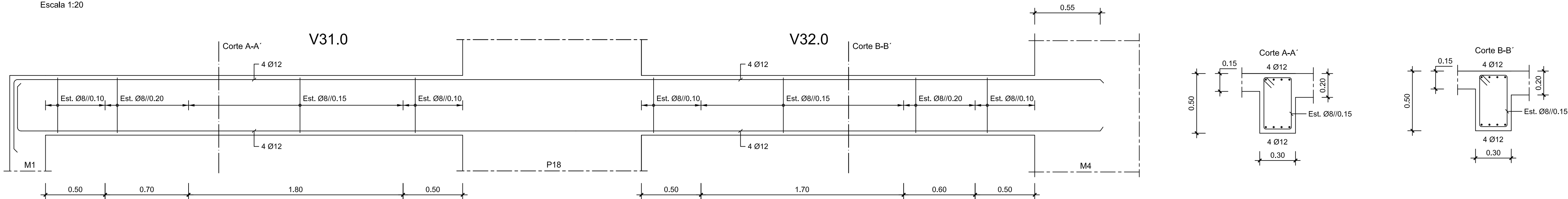
ESCALA: 1/20
DESENHO N.º
20

Fevereiro 2012

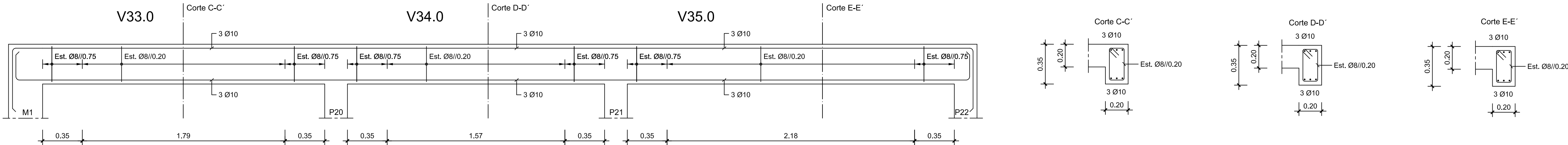
V10.0 até V30.0

FORMATO: A1

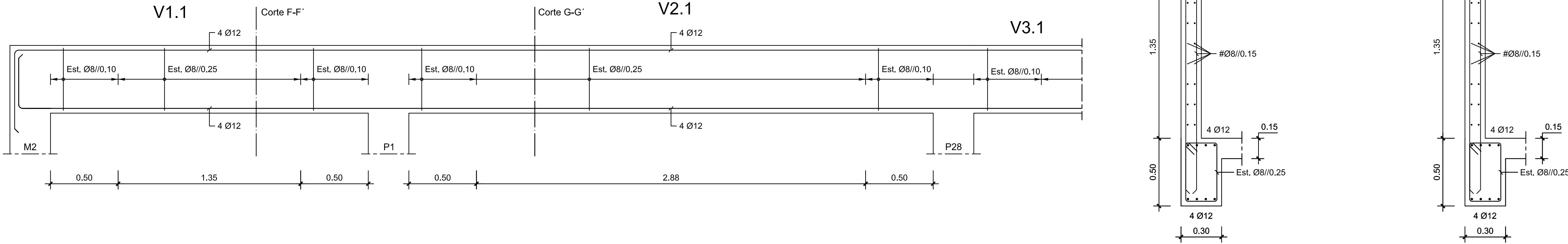
V31.0 E V32.0
Escala 1:20



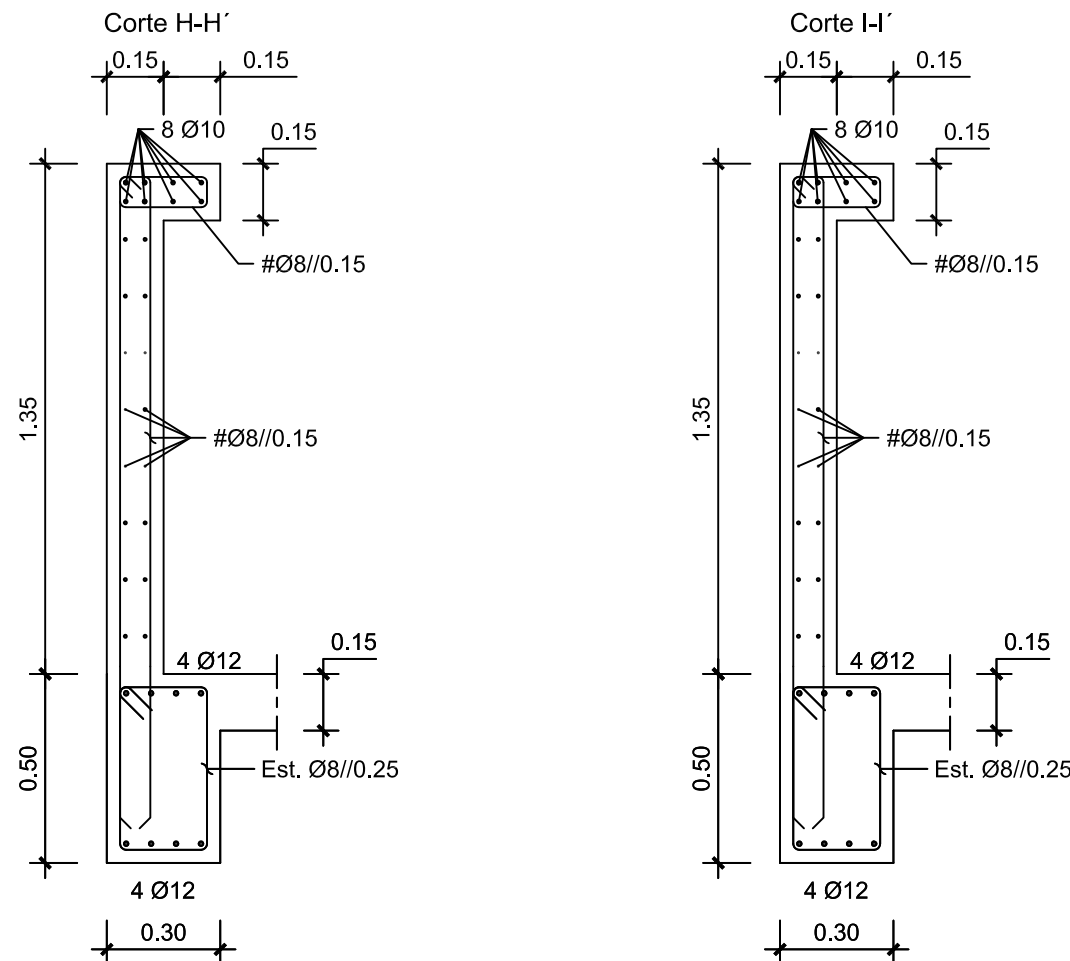
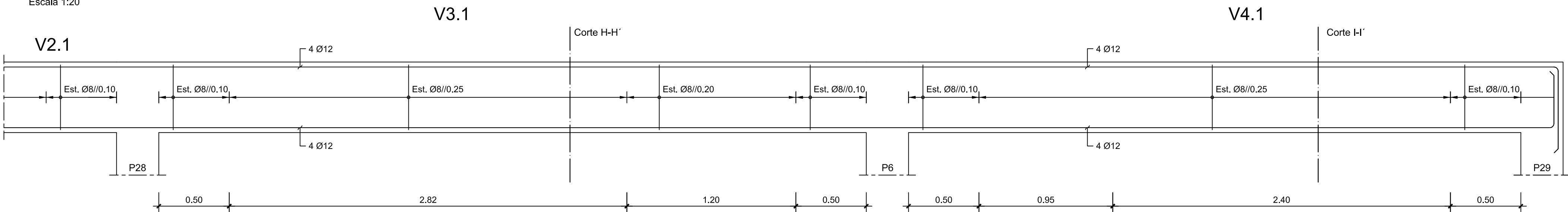
V33.0,V34.0 E V35.0
Escala 1:20



V1.1 E V2.1
Escala 1:20



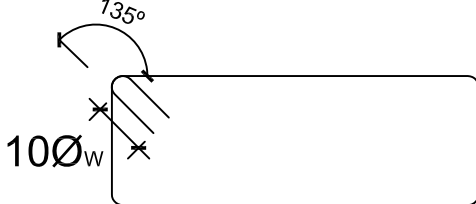
V3.1 E V4.1
Escala 1:20



MATERIAIS	
BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)	
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7

Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 3/15

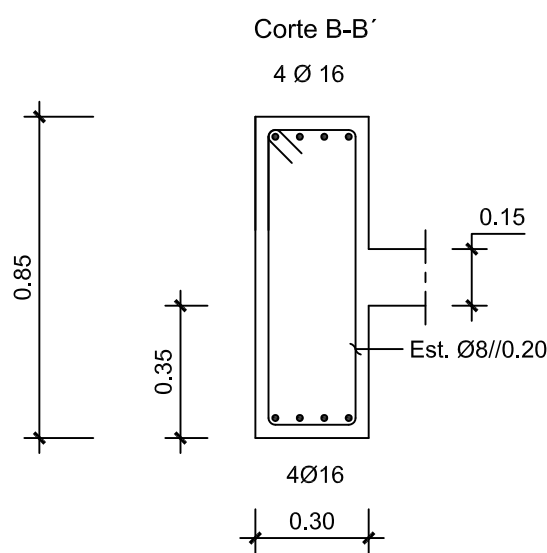
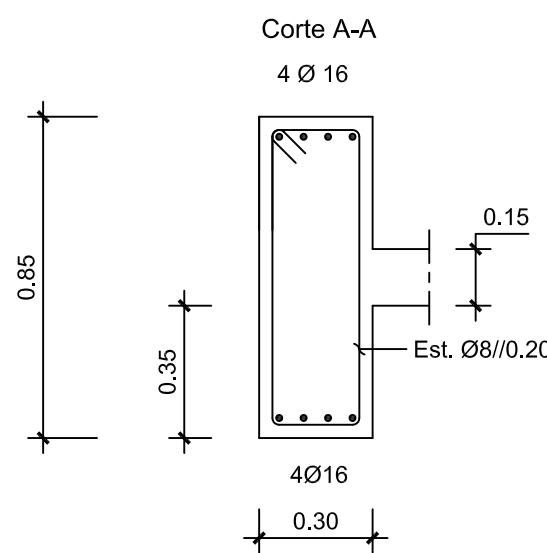
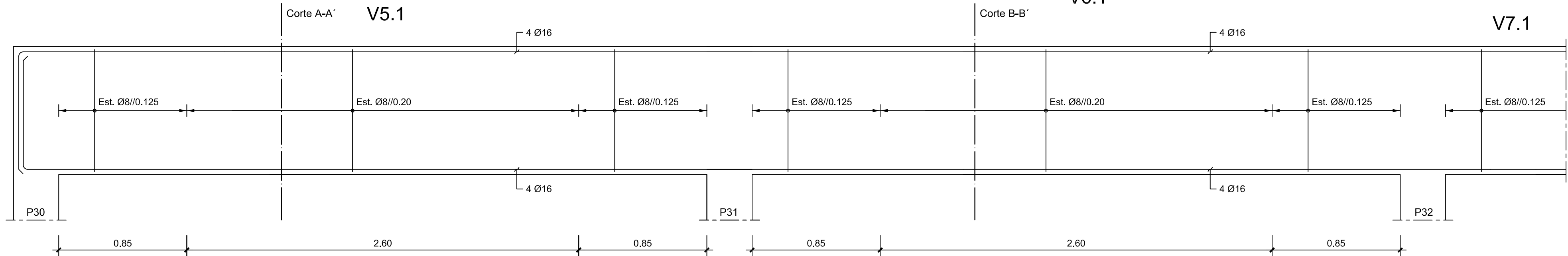
ESCALA: 1/20
DESENHO N.º
21
FORMATO: A1

Fevereiro 2012

V31.0 até V4.1

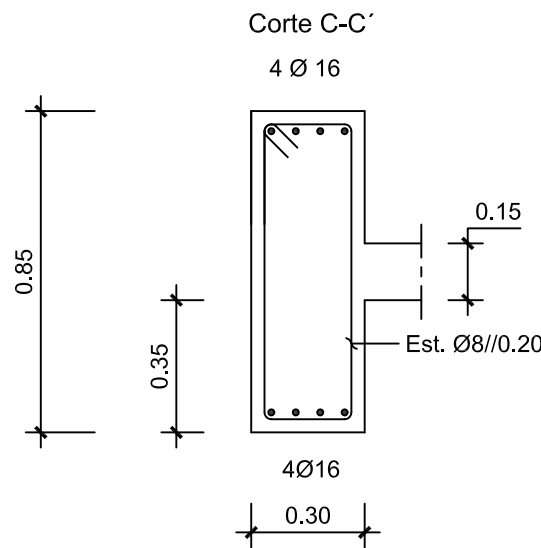
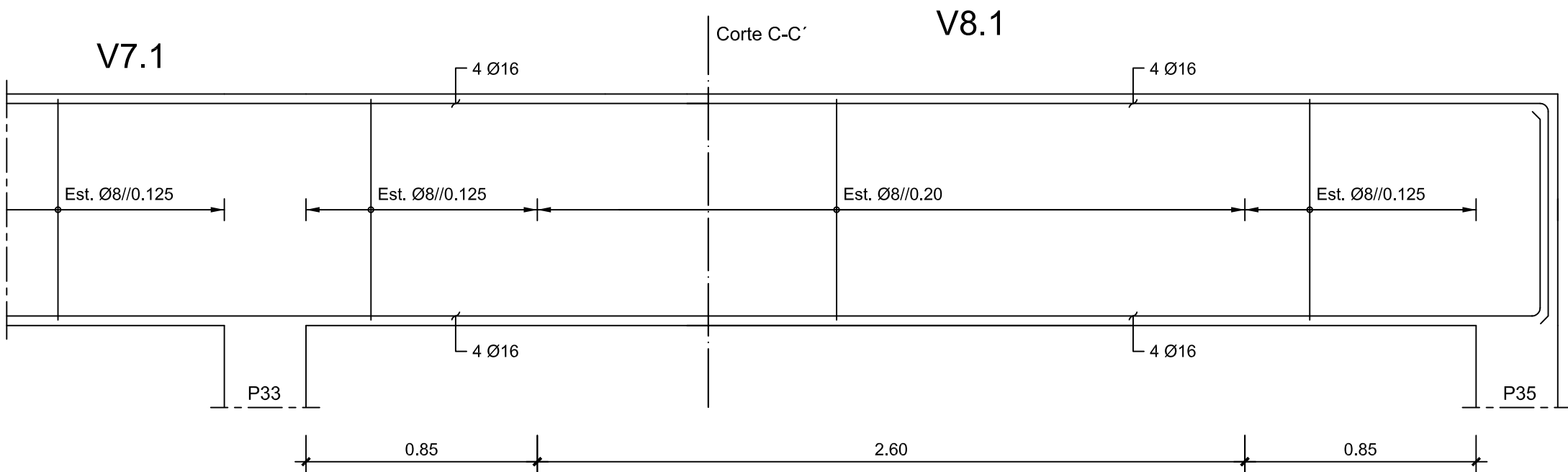
V5.1 E V6.1=V7.1

Escala 1:20



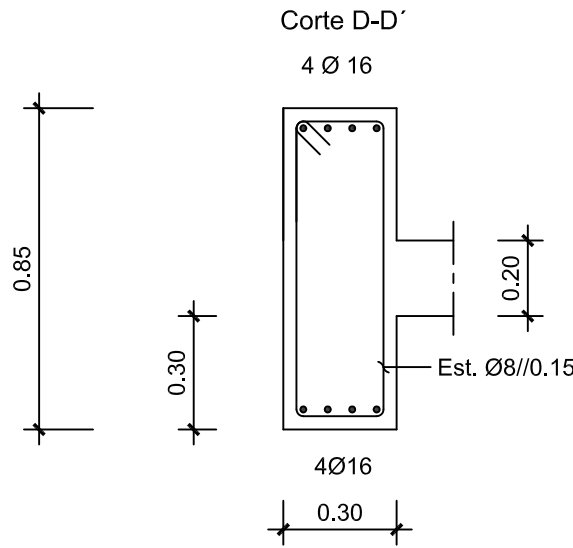
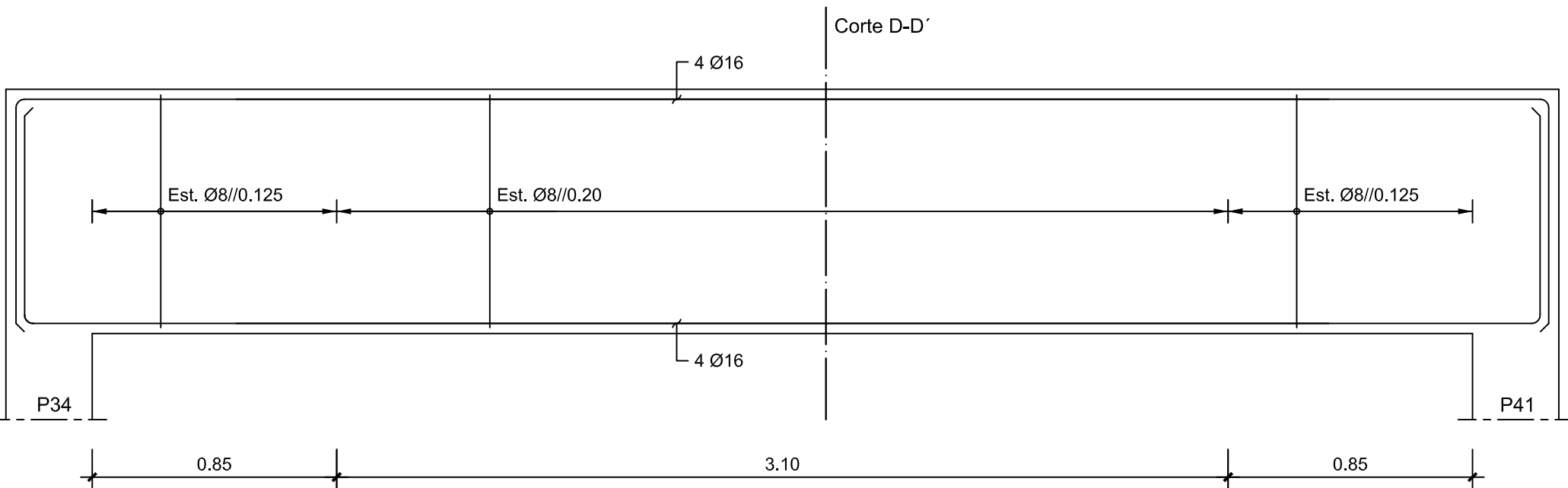
V8.1

Escala 1:20



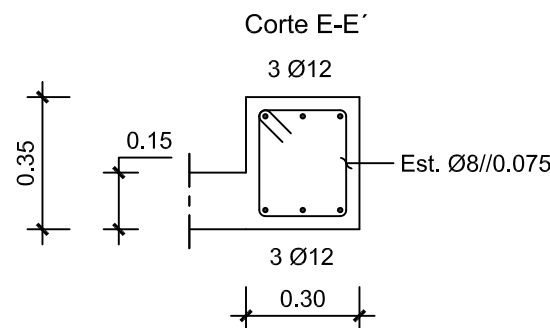
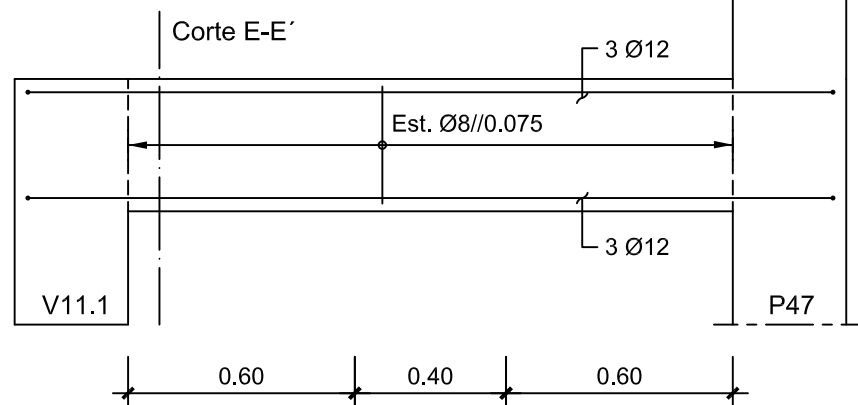
V9.1

Escala 1:20



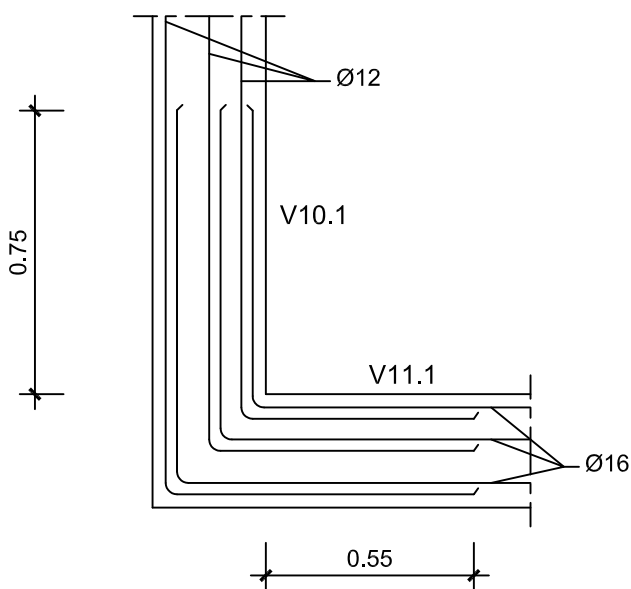
V10.1

Escala 1:20



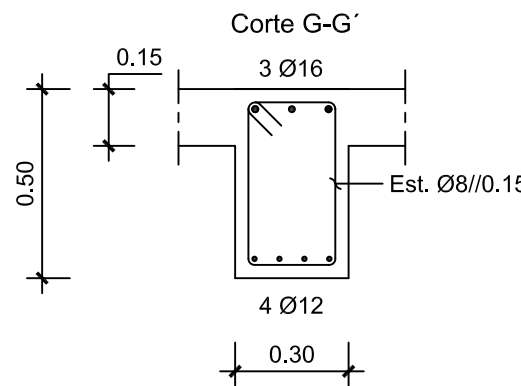
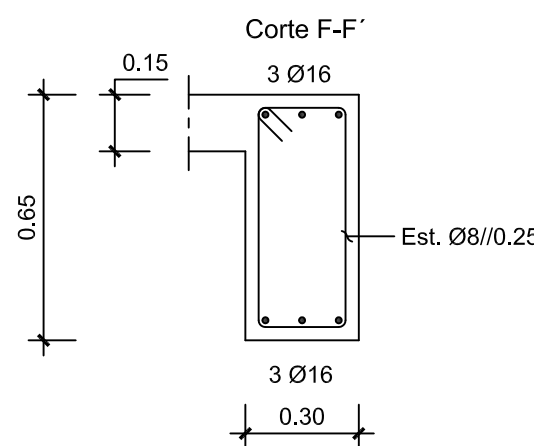
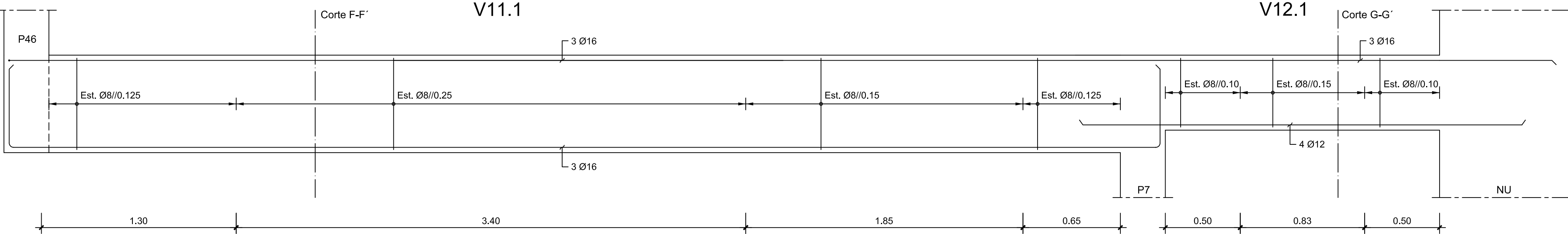
Planta de ligação V10.1 - V11.1

Escala 1:20



V11.1 E V12.1

Escala 1:20



MATERIAIS

BETÃO:

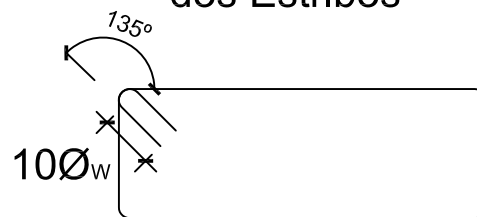
Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)				

AÇO:

Armaduras Ordinárias
Armaduras de Pré-esforço

A400 NR SD
Y1860S7

Pormenor de Amarração dos Estribos



Ø_w - Diâmetro do Estribo

Comprimento de Amarração (l_{bd}) e Comprimento de Emenda (l_o)

Varão	l _{bd} (m)	l _o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75



Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

Fevereiro 2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 4/15

V5.1 até V12.1

ESCALA: 1/20

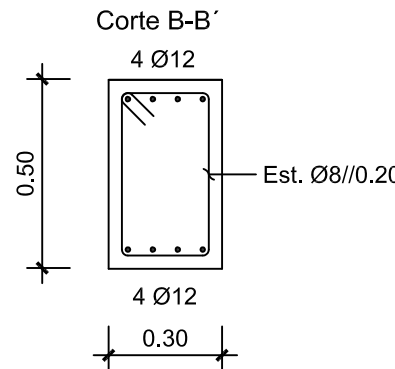
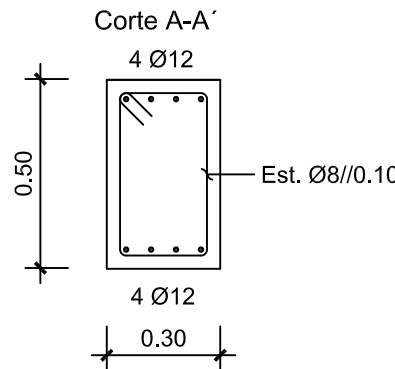
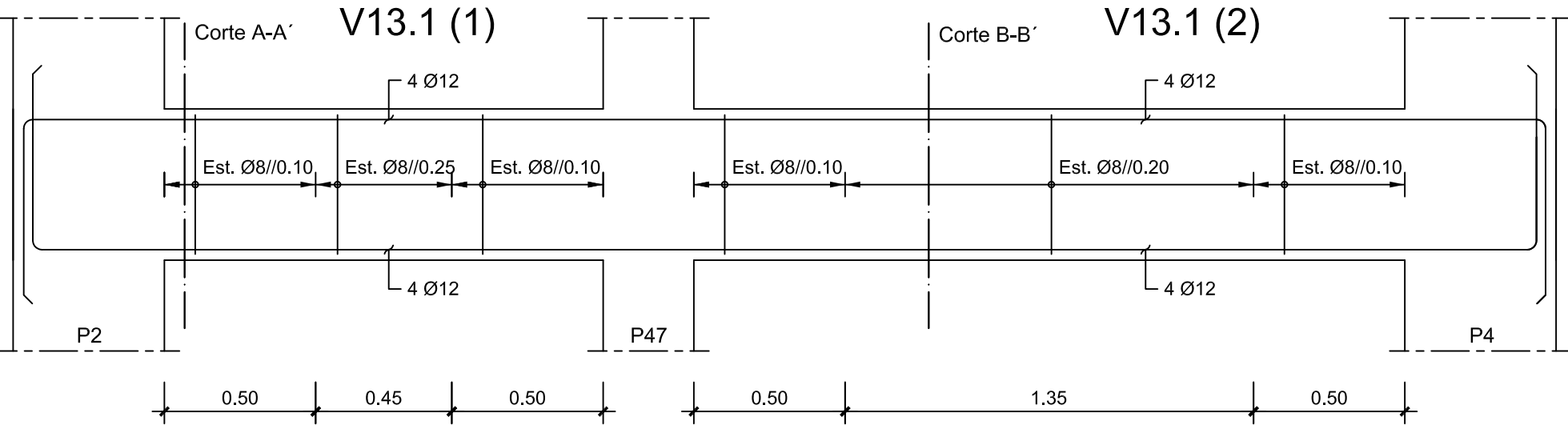
DESENHO N.º

22

FORMATO: A1

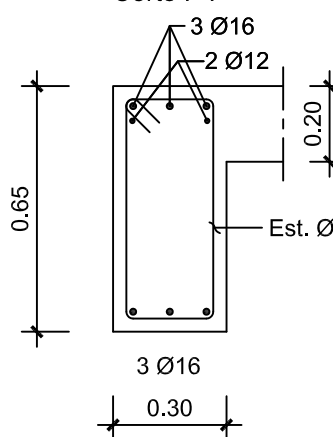
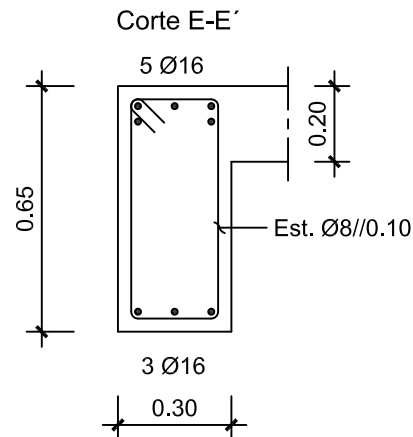
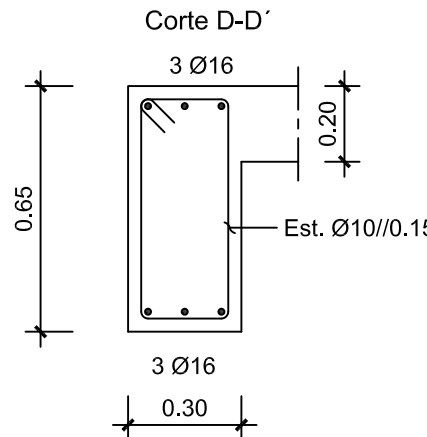
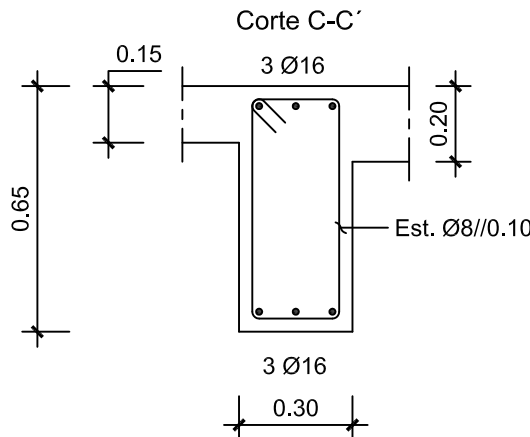
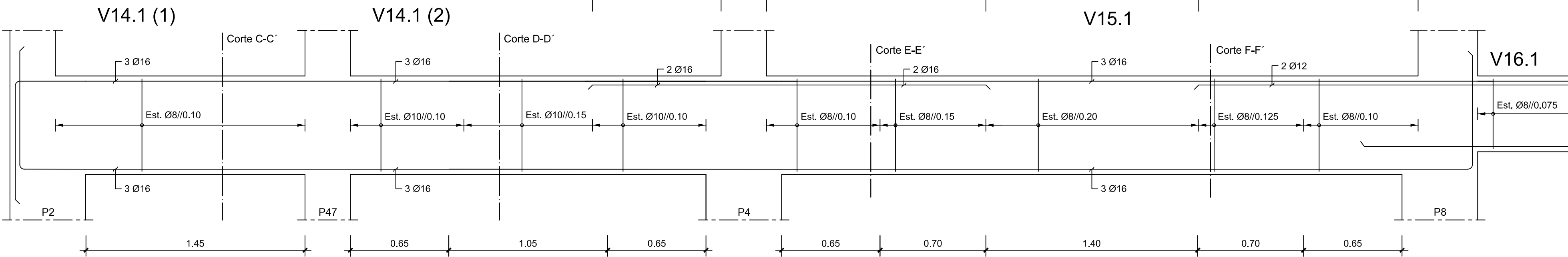
V13.1 (1) E V13.1 (2)

Escala 1:20



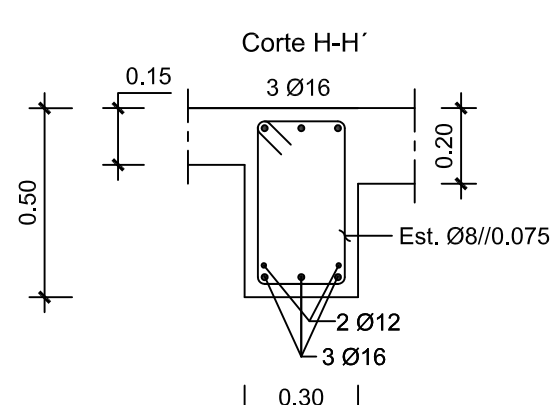
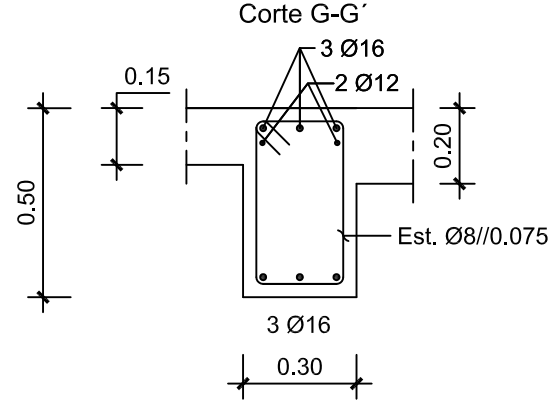
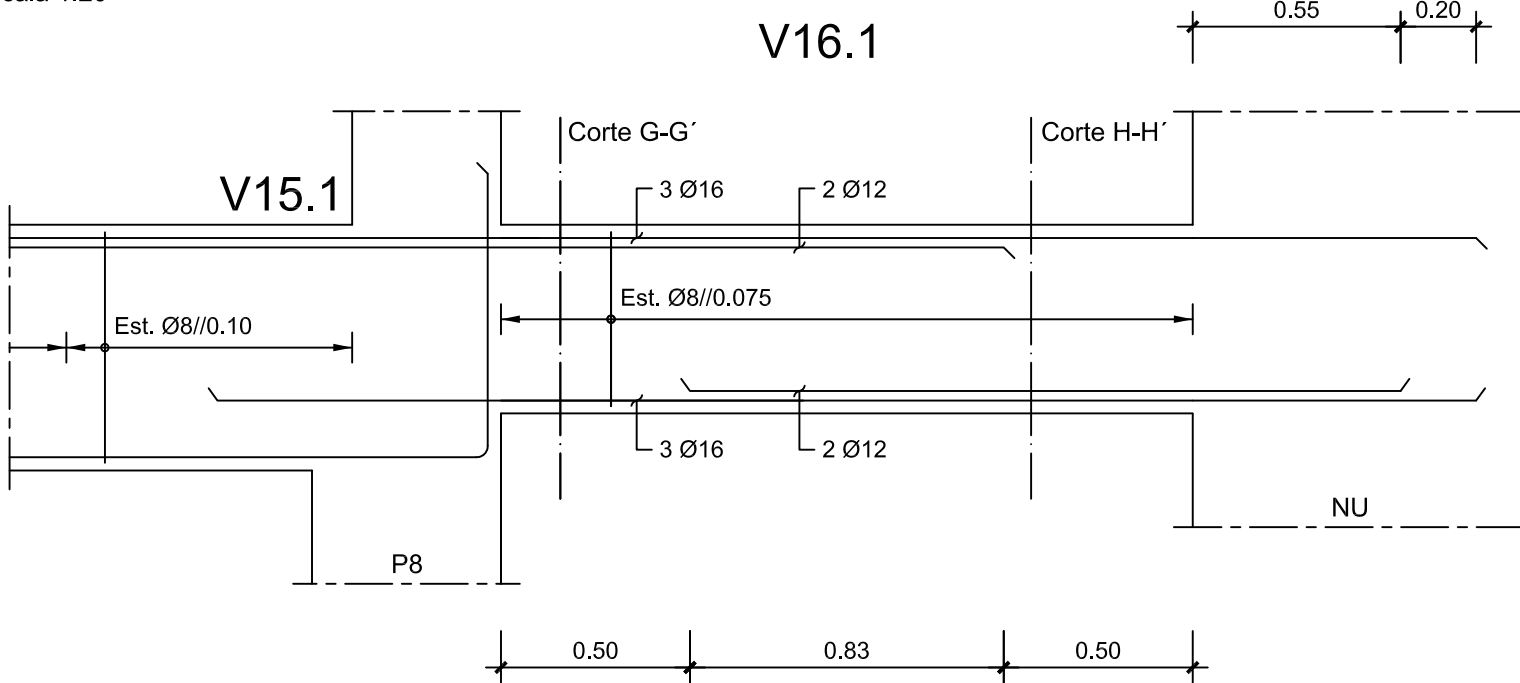
V14.1 (1), V14.1 (2) E V15.1

Escala 1:20



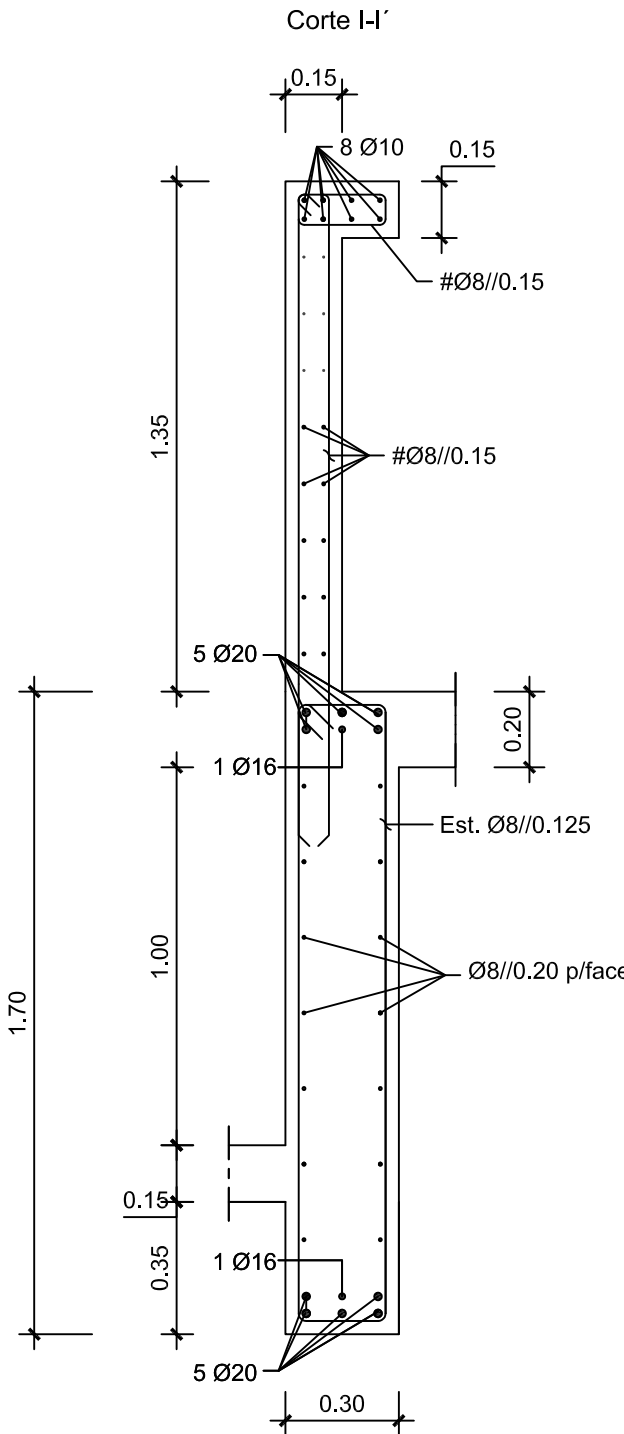
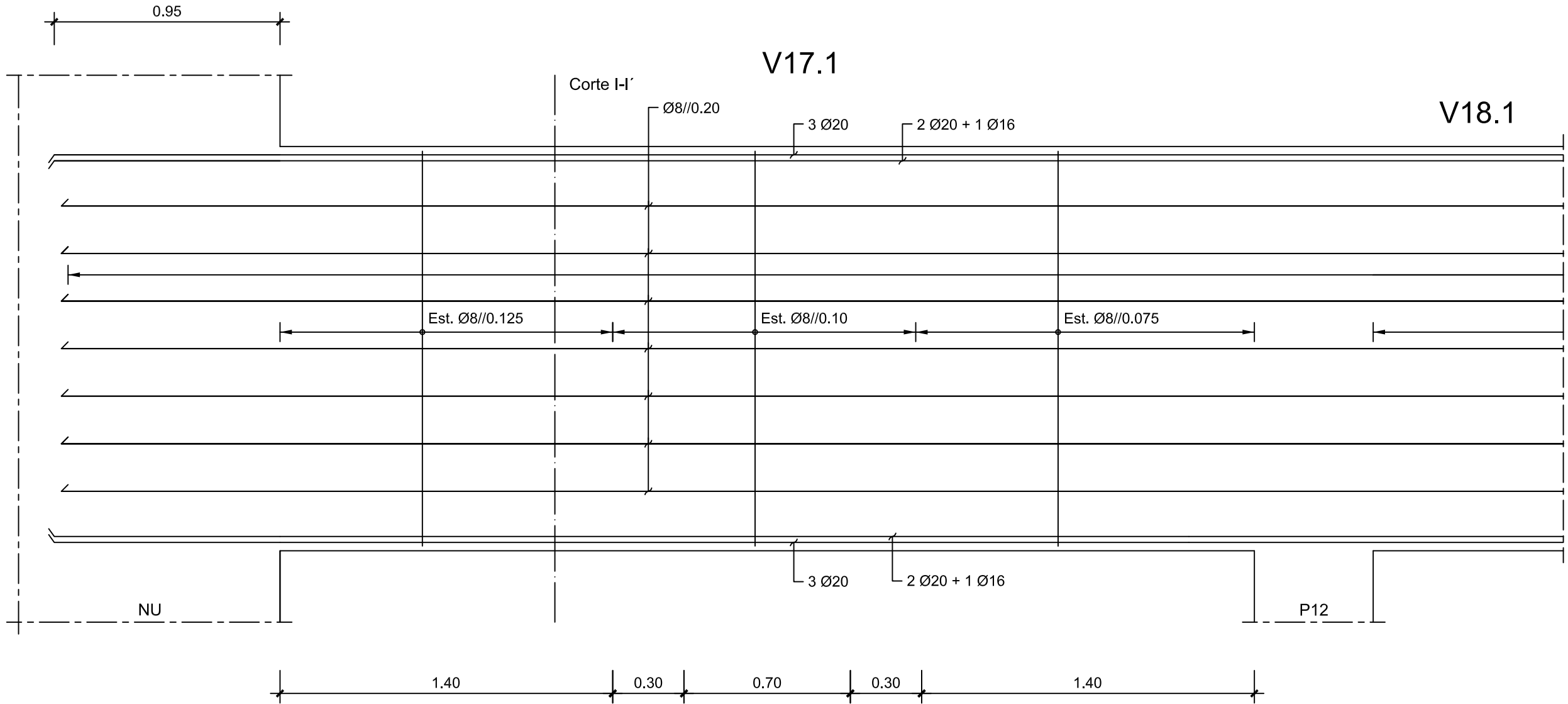
V16.1

Escala 1:20



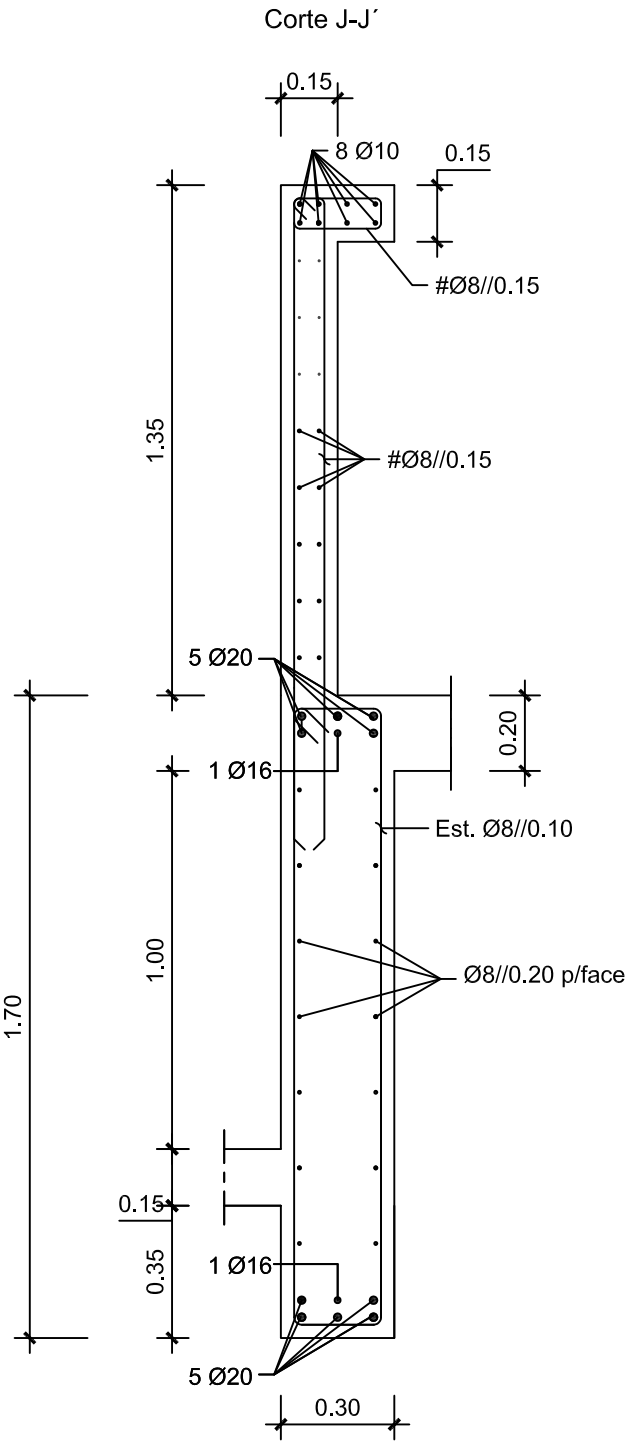
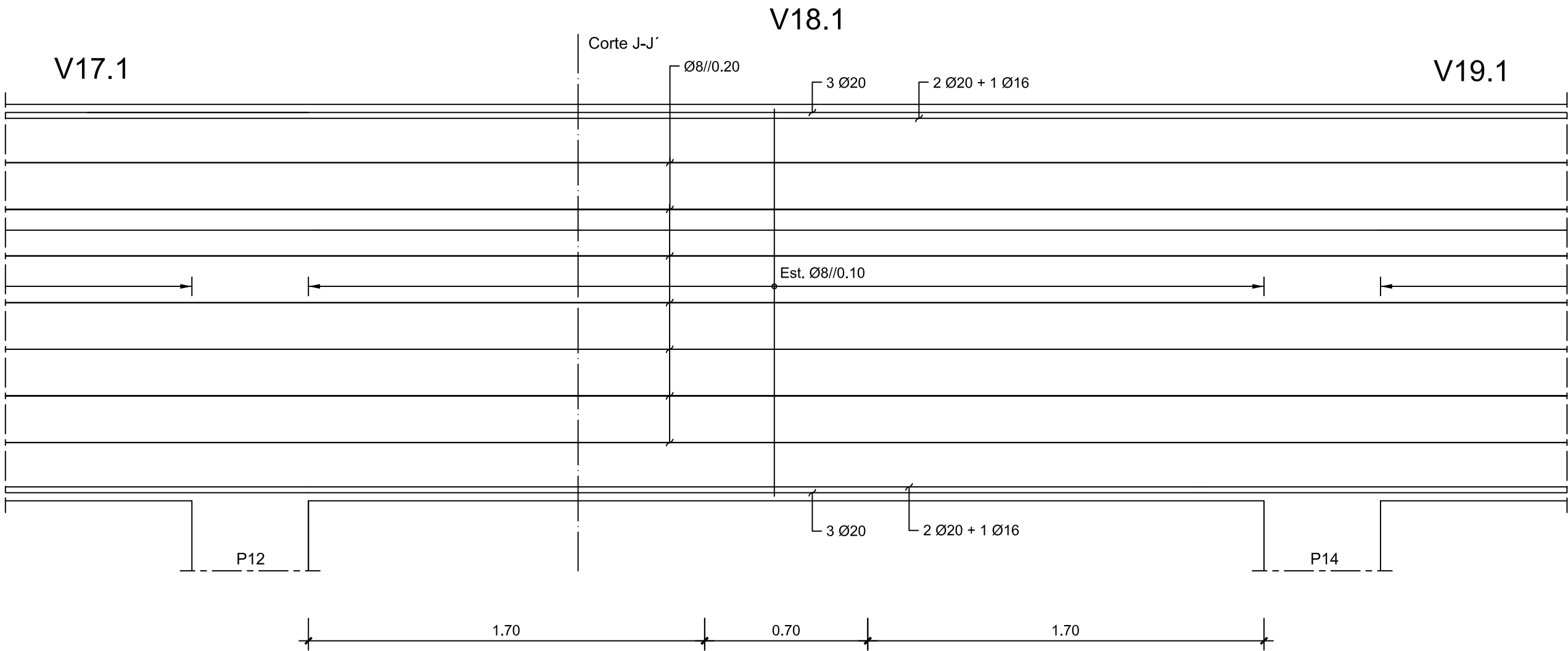
V17.1

Escala 1:20



V18.1=V19.1

Escala 1:20



MATERIAIS

BETÃO:

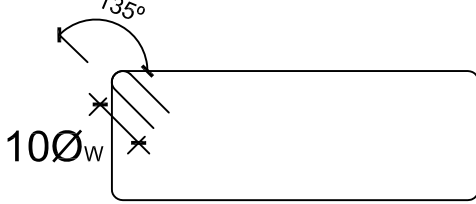
Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)					

AÇO:

Armaduras Ordinárias
Armaduras de Pré-esforço

A400 NR SD
Y1860S7

Pormenor de Amarração dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Varão	l _{bd} (m)	l _o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

Fevereiro 2012

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 5/15

V13.1 até V19.1

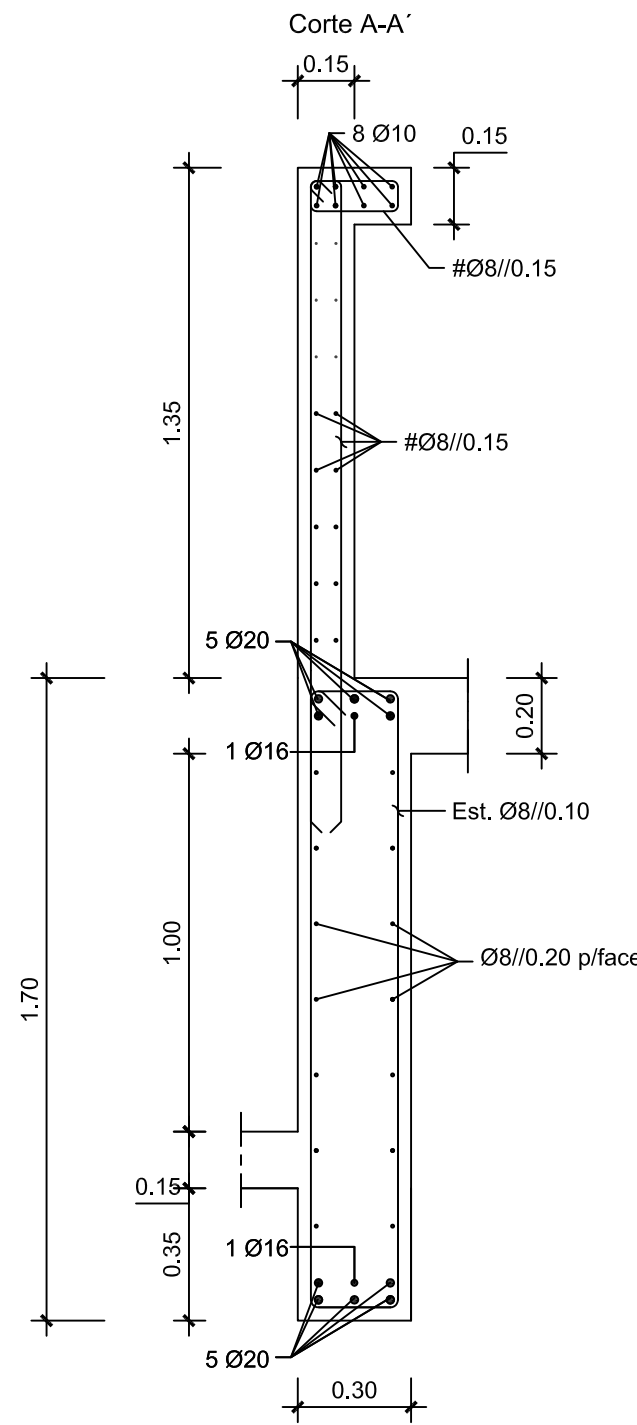
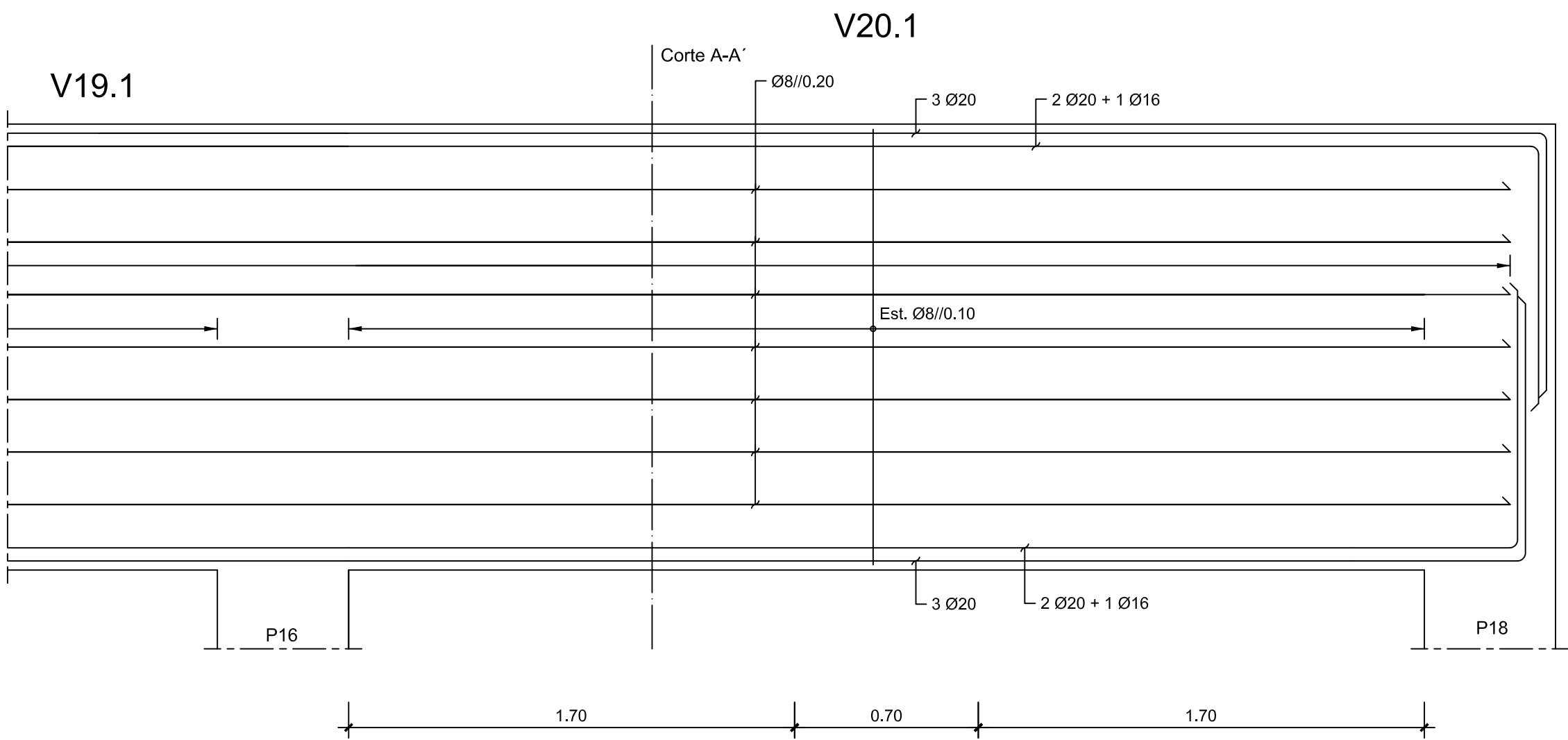
ESCALA: 1/20

DESENHO N.º

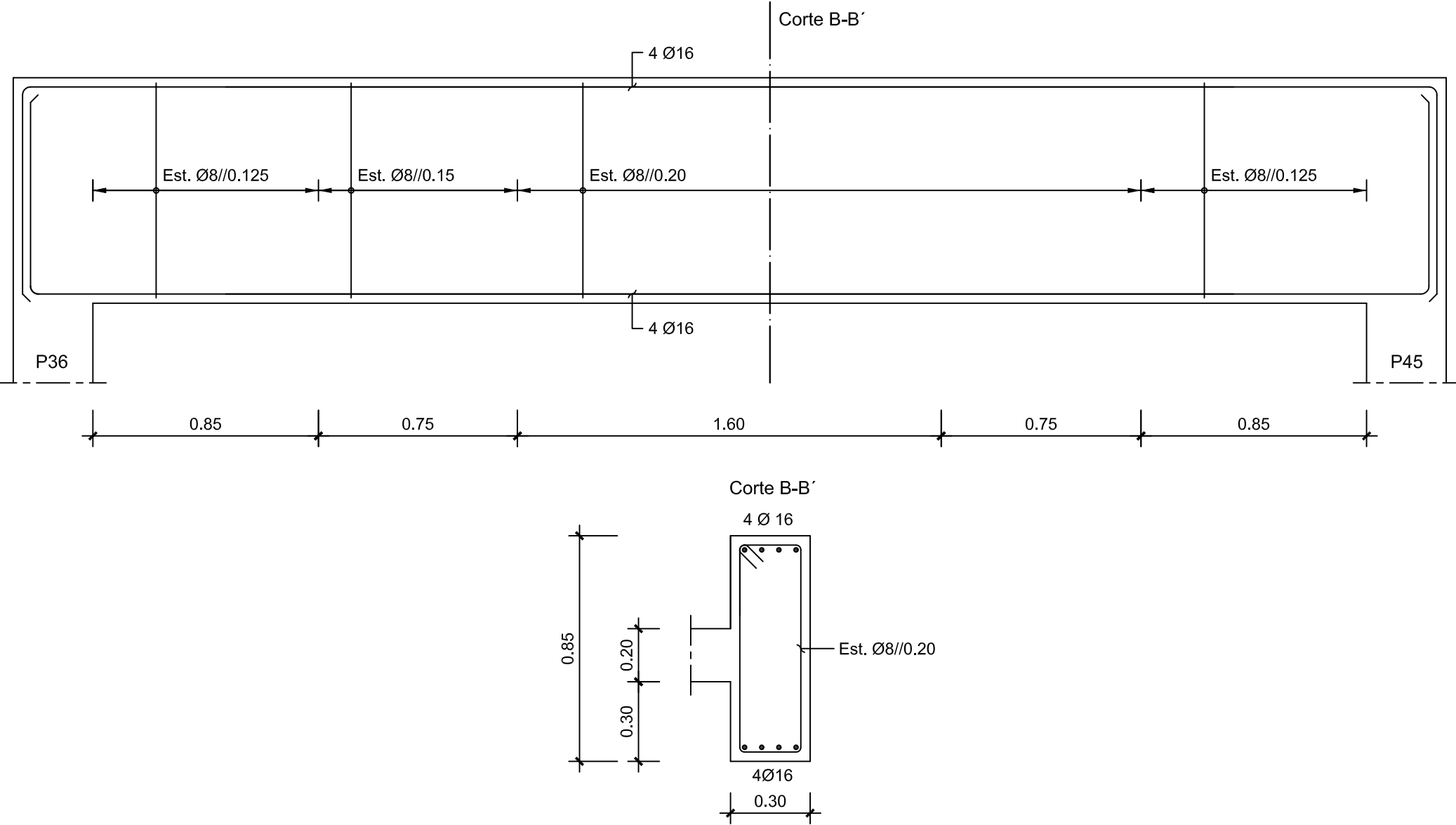
23

FORMATO: A1

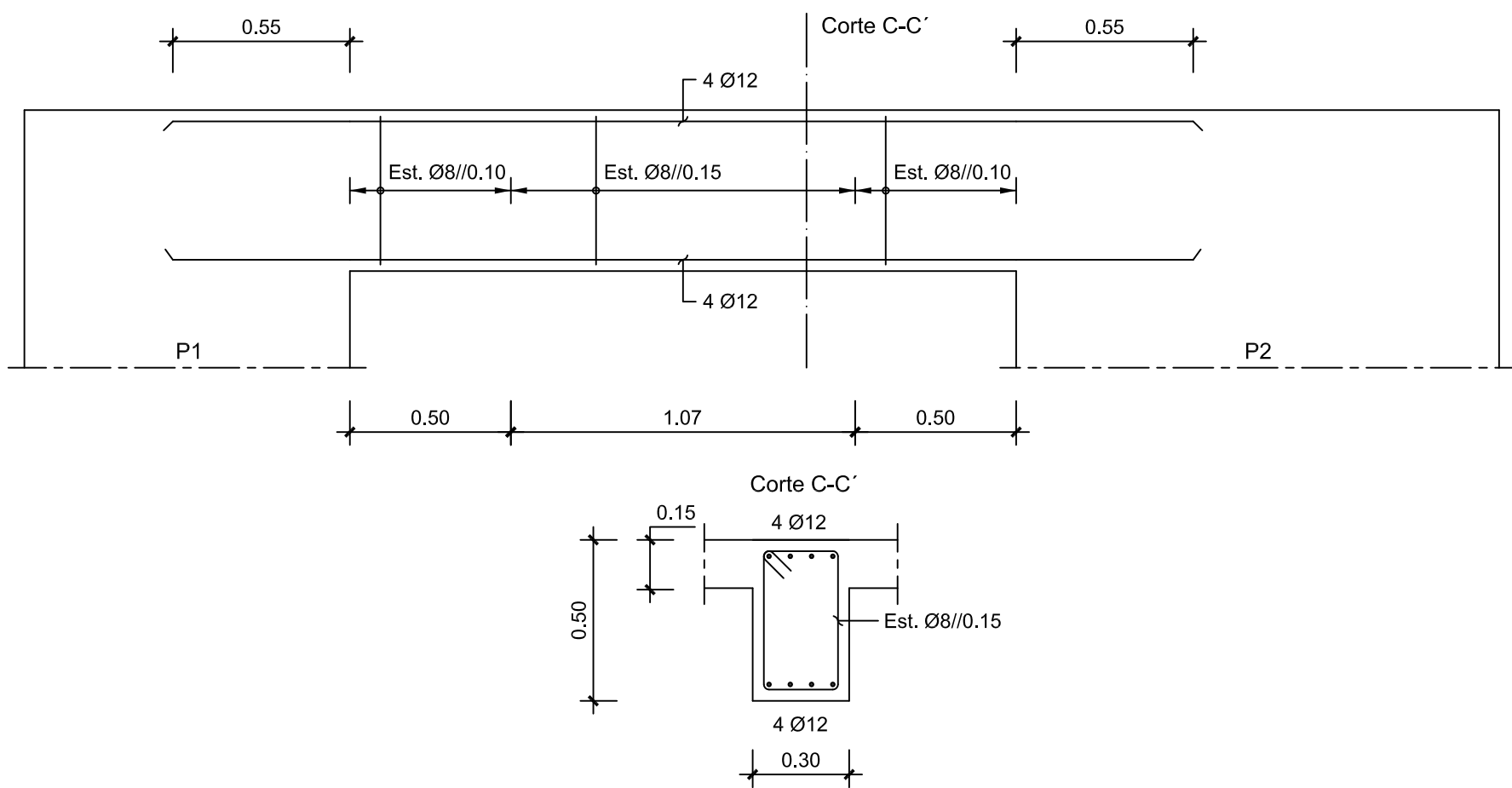
V20.1
Escala 1:20



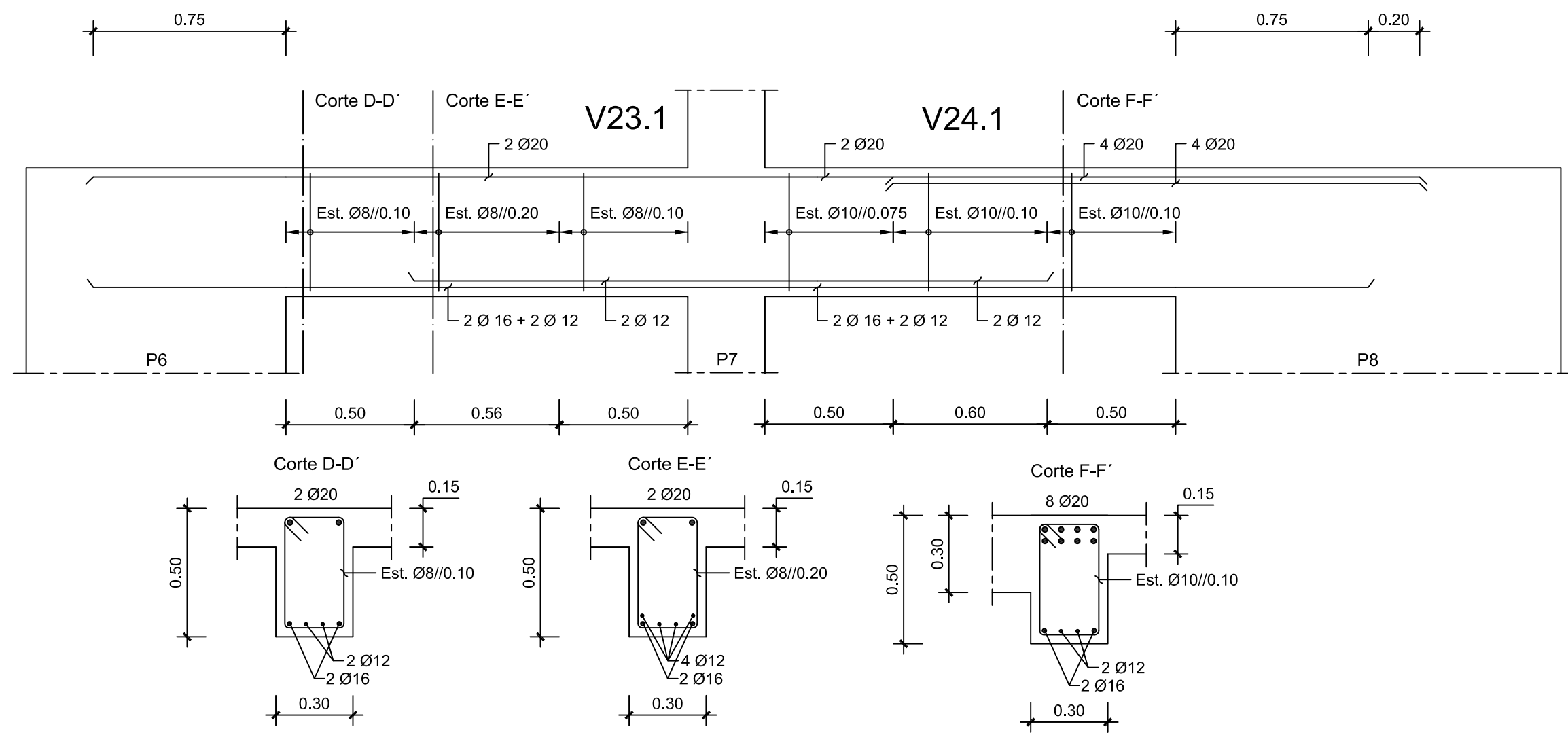
V21.1
Escala 1:20



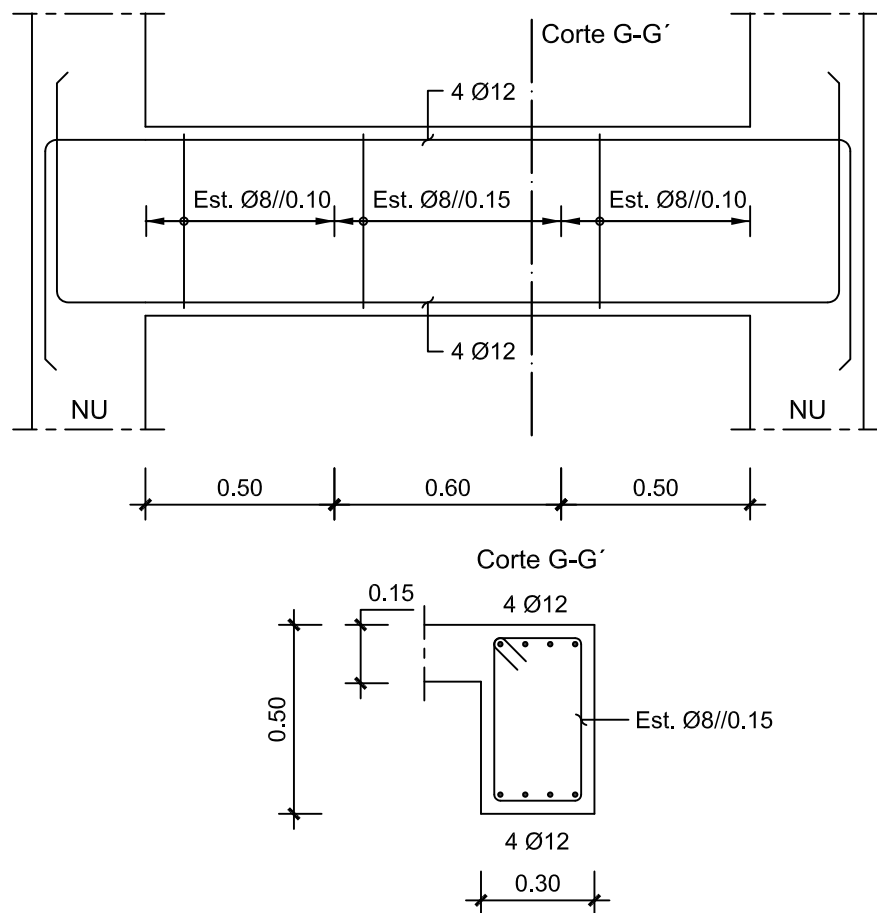
V22.1
Escala 1:20



V23.1 E V24.1
Escala 1:20

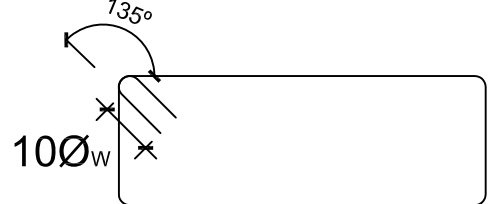


V25.1
Escala 1:20



Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

MATERIAIS	
BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)	
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7



ISEL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 6/15

ESCALA: 1/20
DESENHO N.º
24

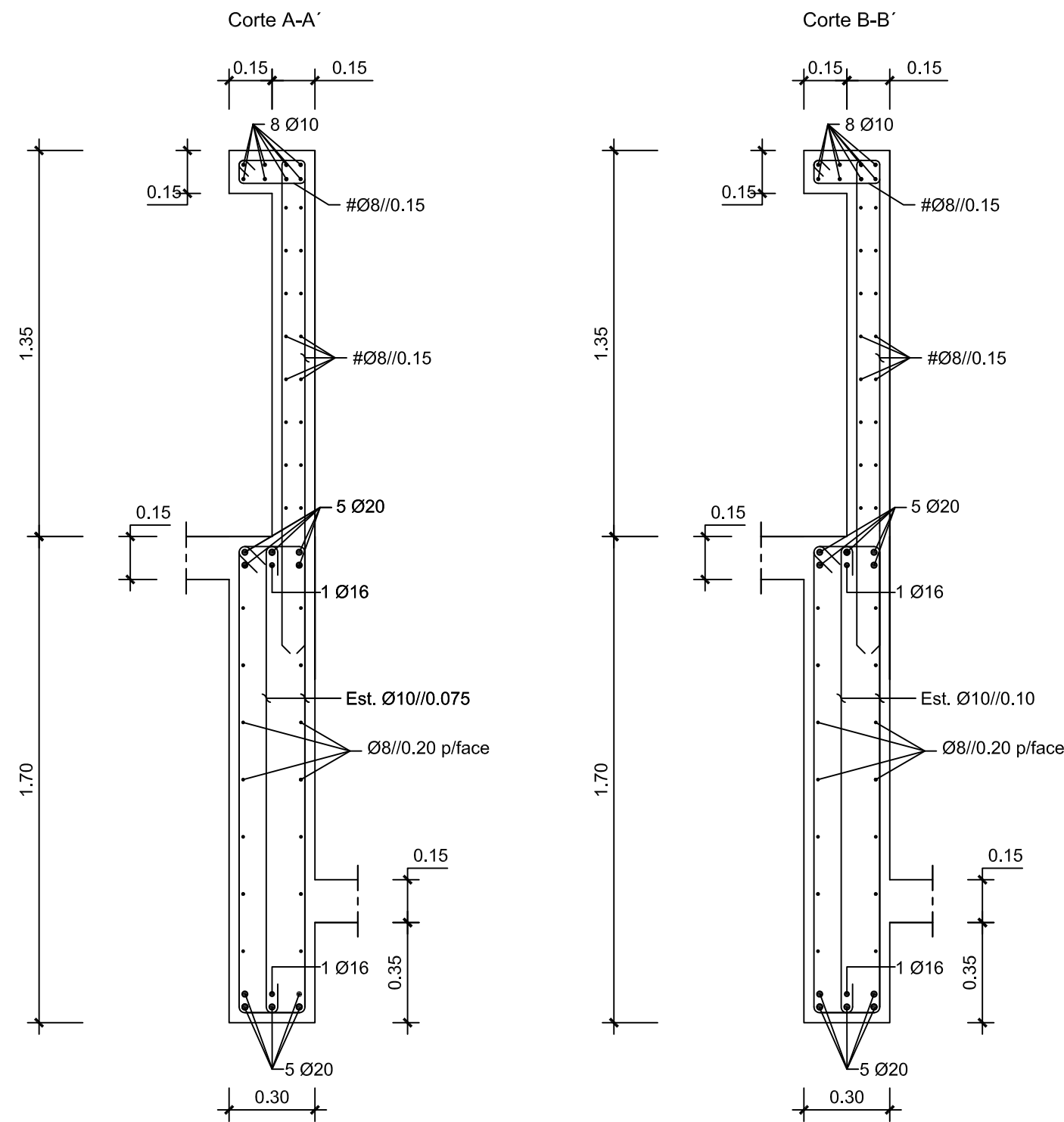
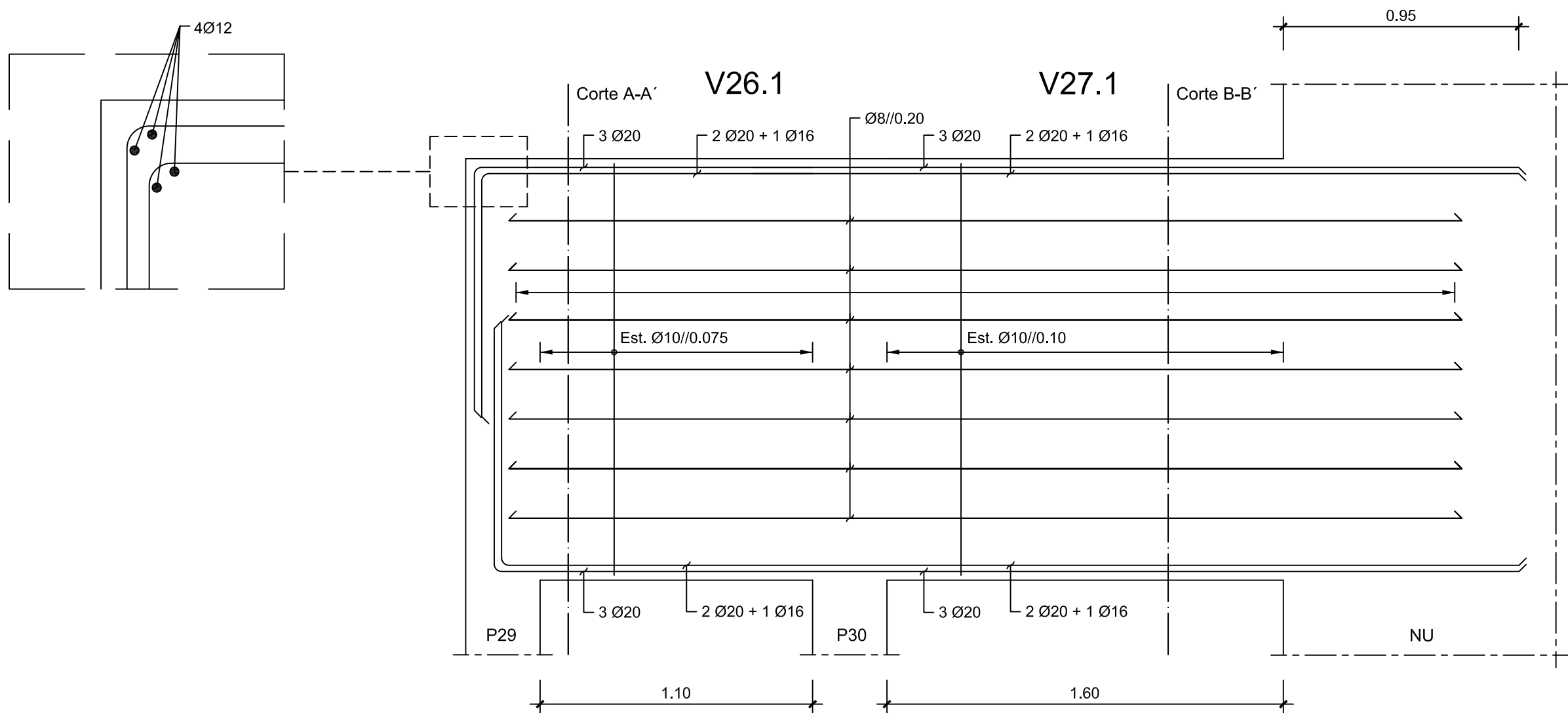
Fevereiro 2012

V20.1 até V25.1

FORMATO: A1

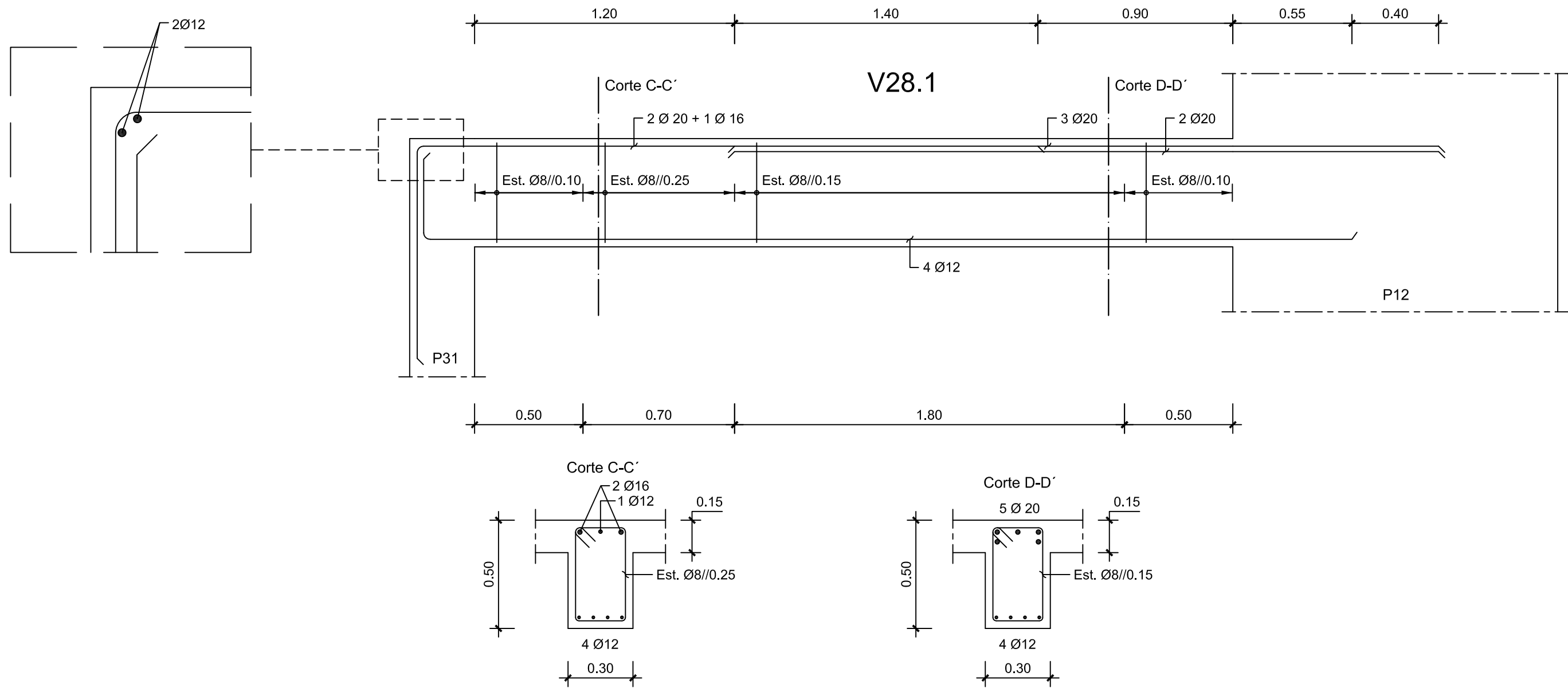
V26.1 E V27.1
Escala 1:20

Pormenor de Ligação
Sem Escala



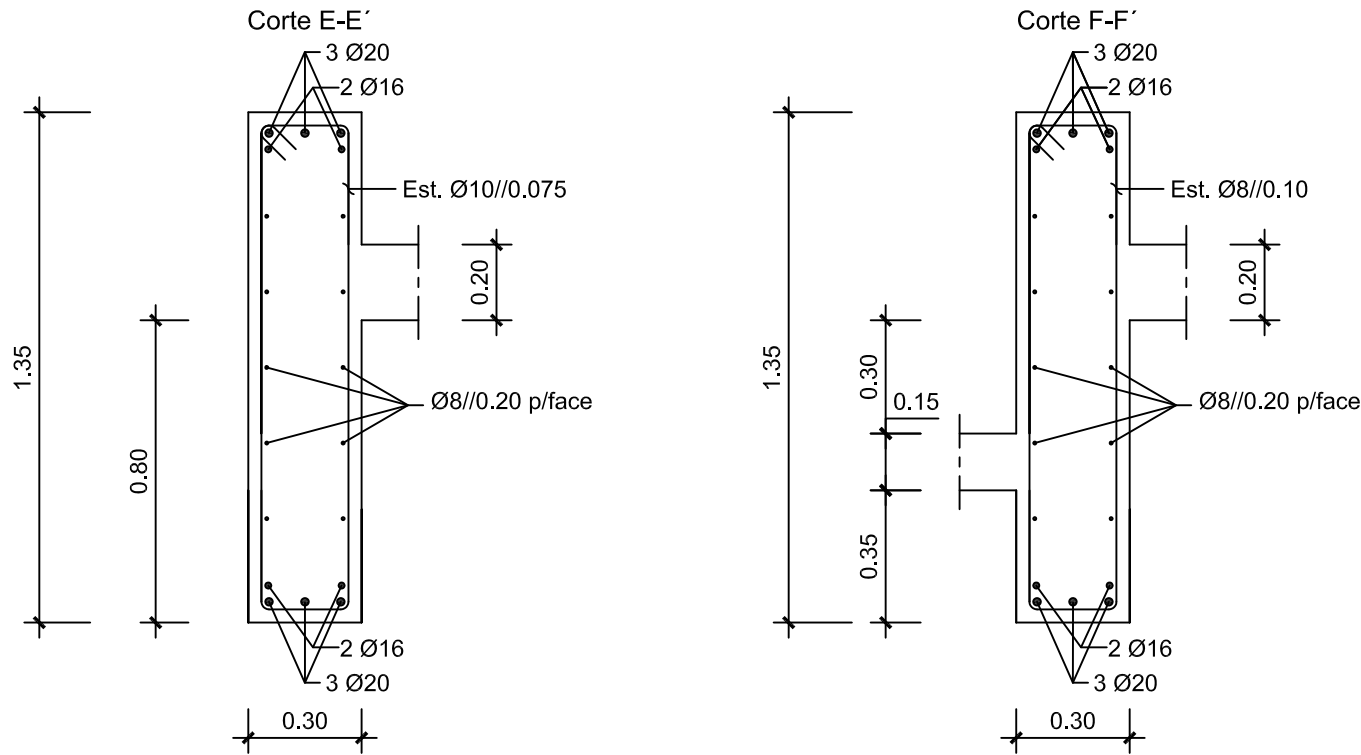
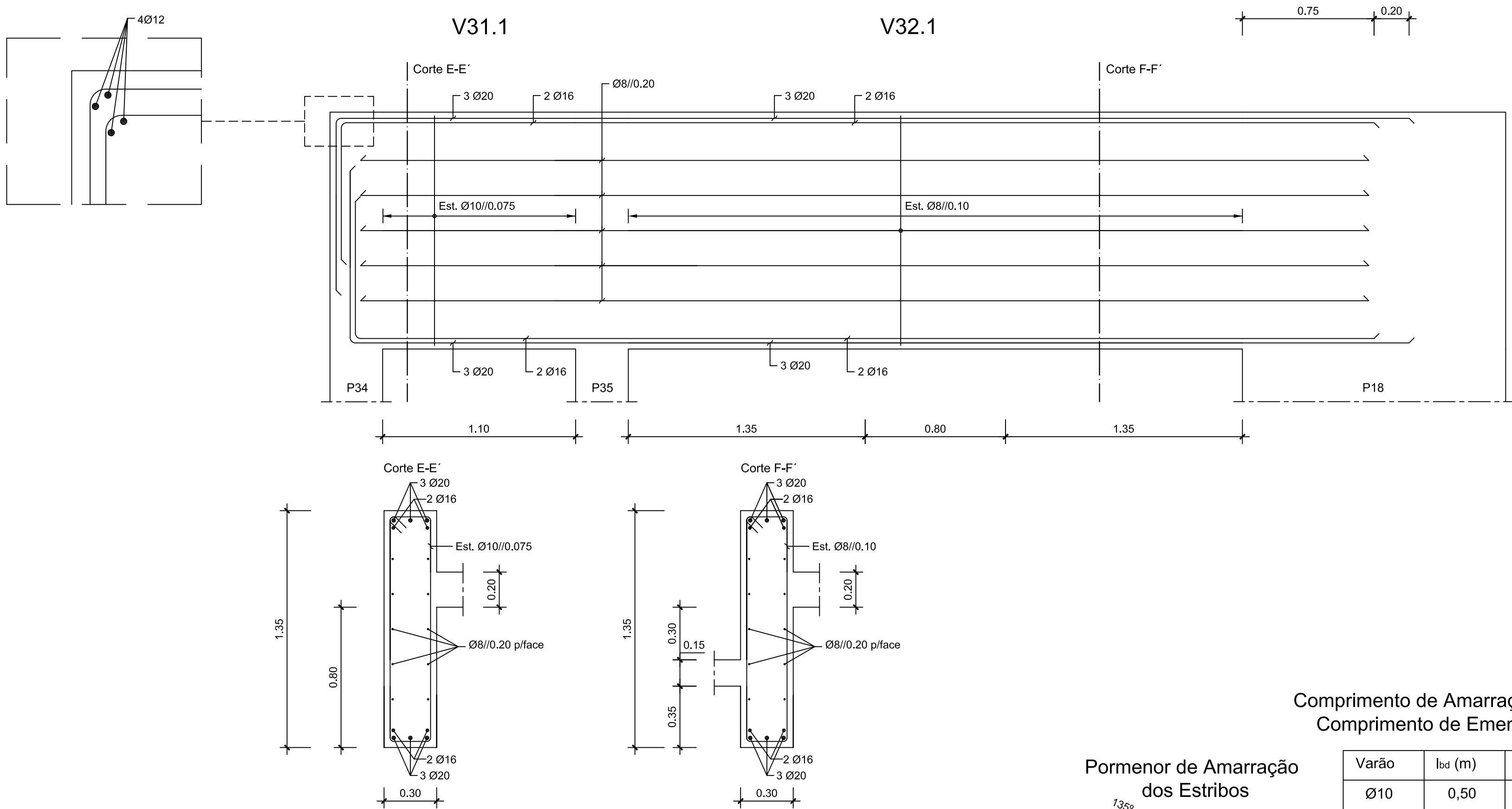
V28.1=V29.1=V30.1
Escala 1:20

Pormenor de Ligação
Sem Escala



V31.1 E V32.1
Escala 1:20

Pormenor de Ligação
Sem Escala



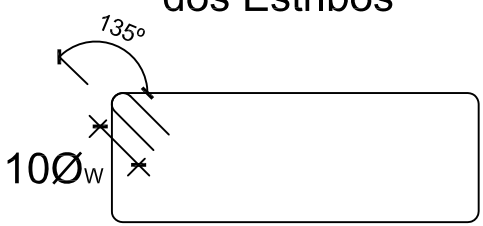
MATERIAIS

BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)	
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7

Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Ø_w - Diâmetro do Estribo



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 7/15

ESCALA: 1/20
DESENHO N.º
25

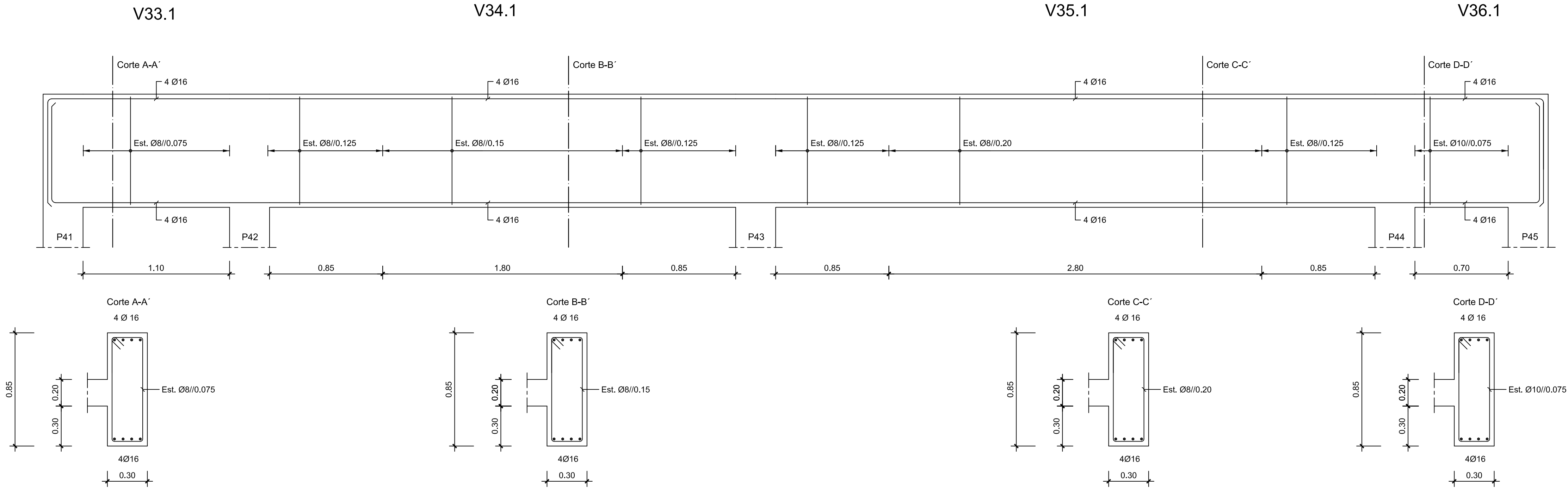
Fevereiro 2012

V26.1 até V32.1

FORMATO: A1

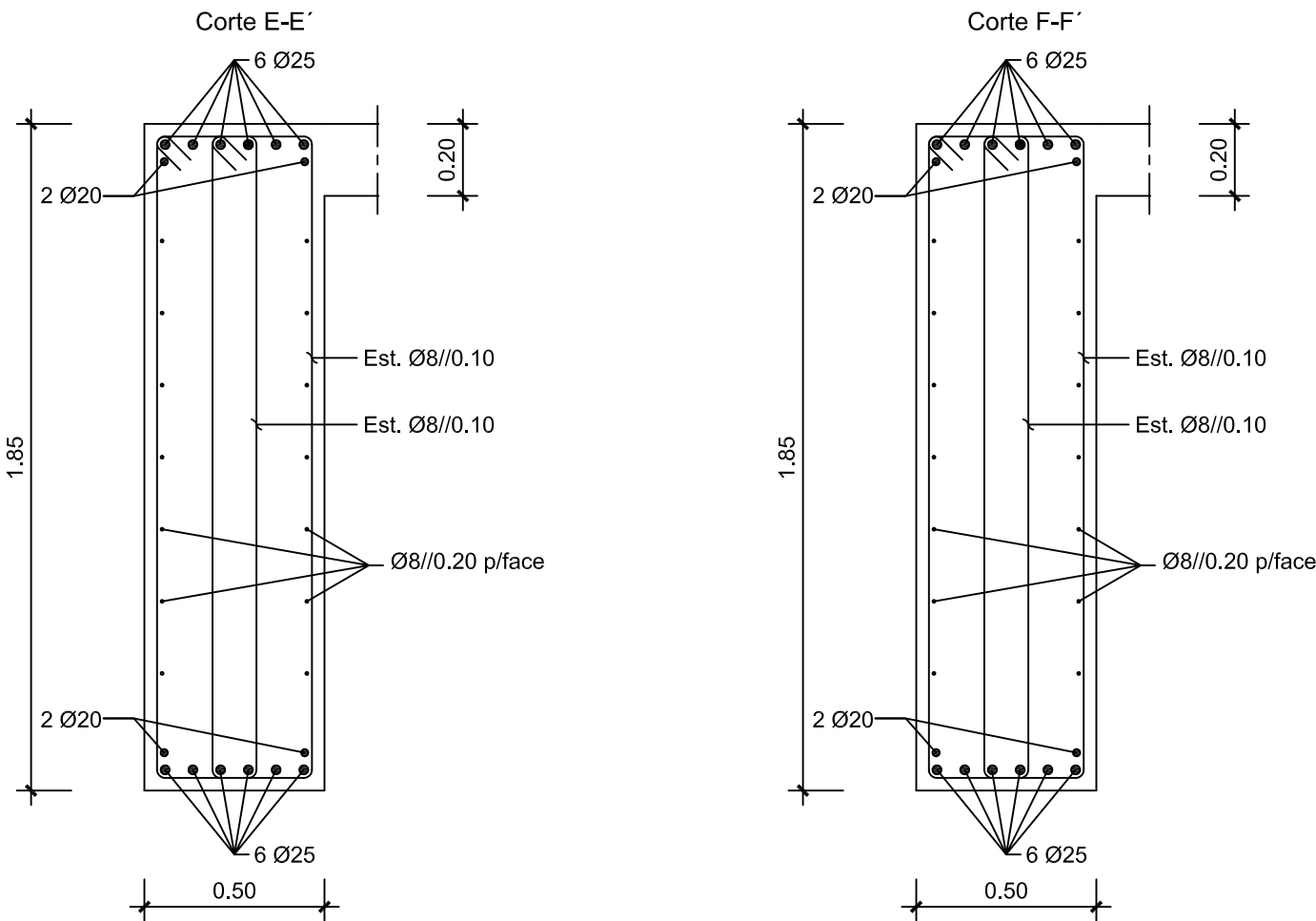
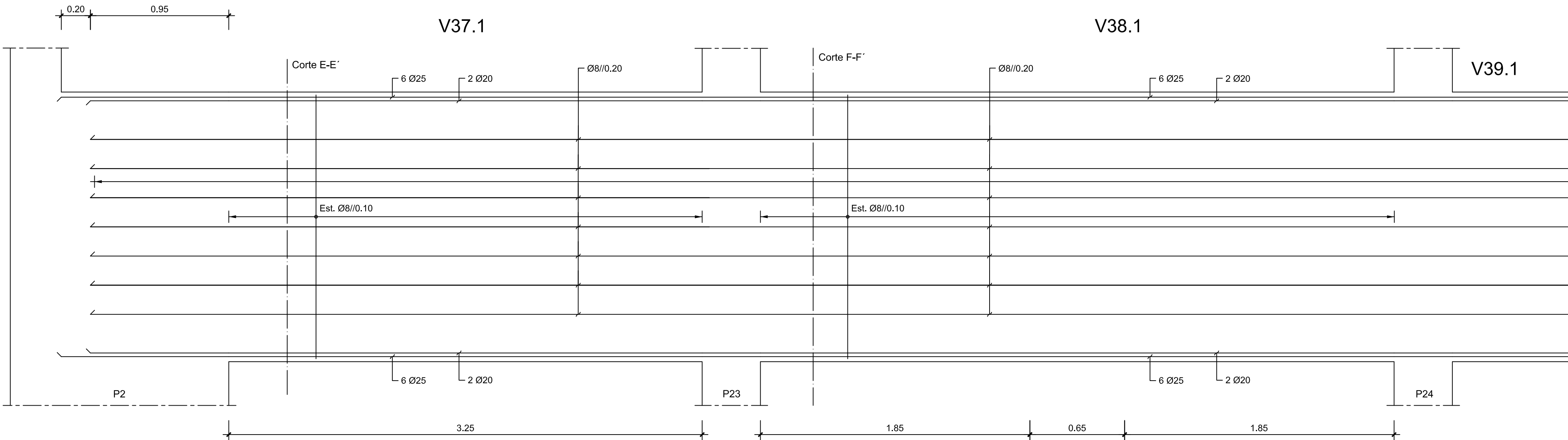
V33.1,V34.1,V35.1 E V36.1

Escala 1:20



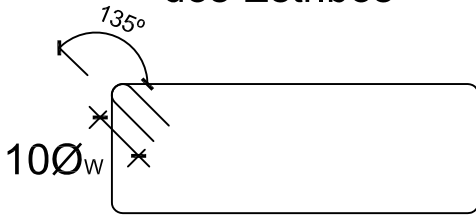
V37.1 E V38.1=V39.1=V40.1

Escala 1:20



Comprimento de Amarração (l_{bd}) e Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

MATERIAIS	
BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 8/15

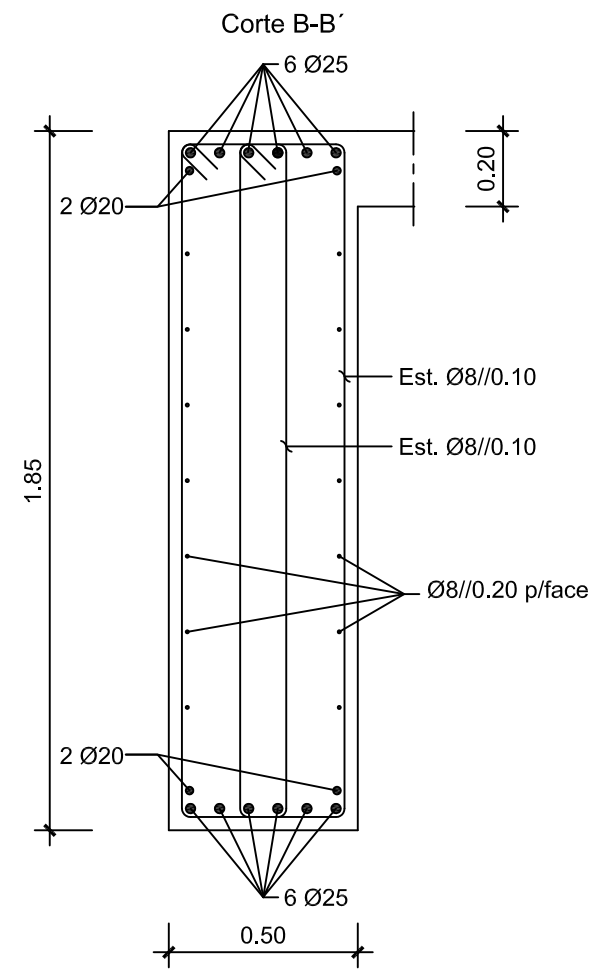
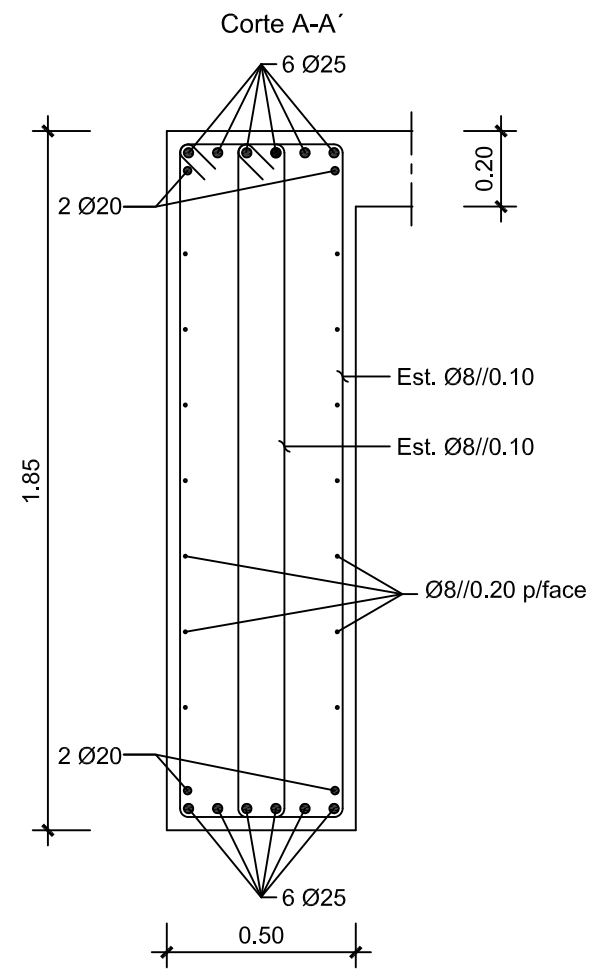
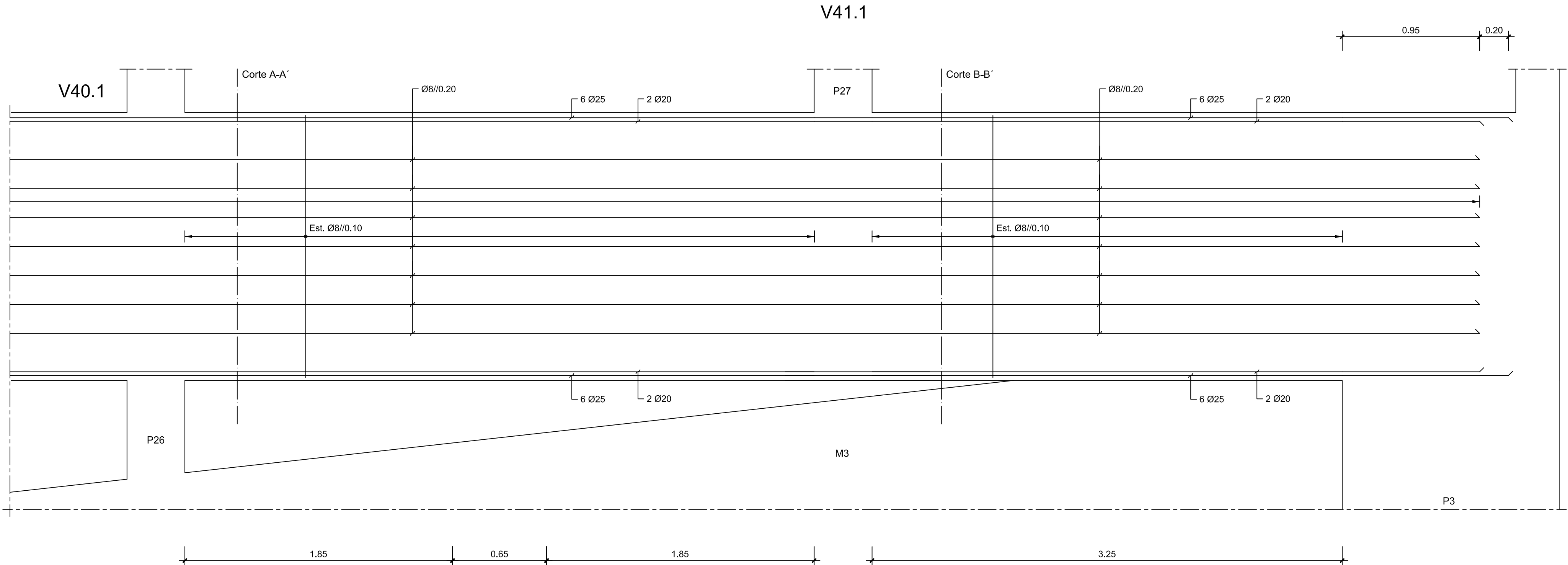
ESCALA: 1/20
DESENHO N.º
26

Fevereiro 2012

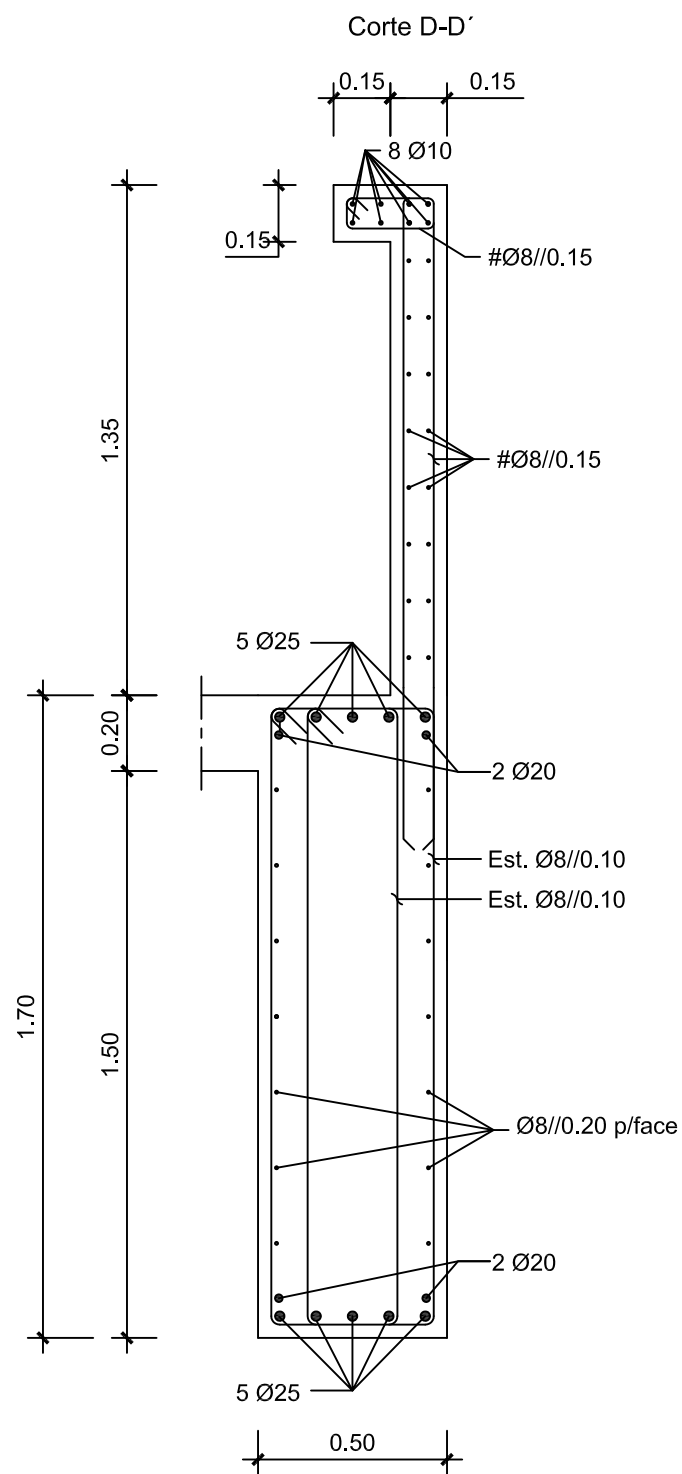
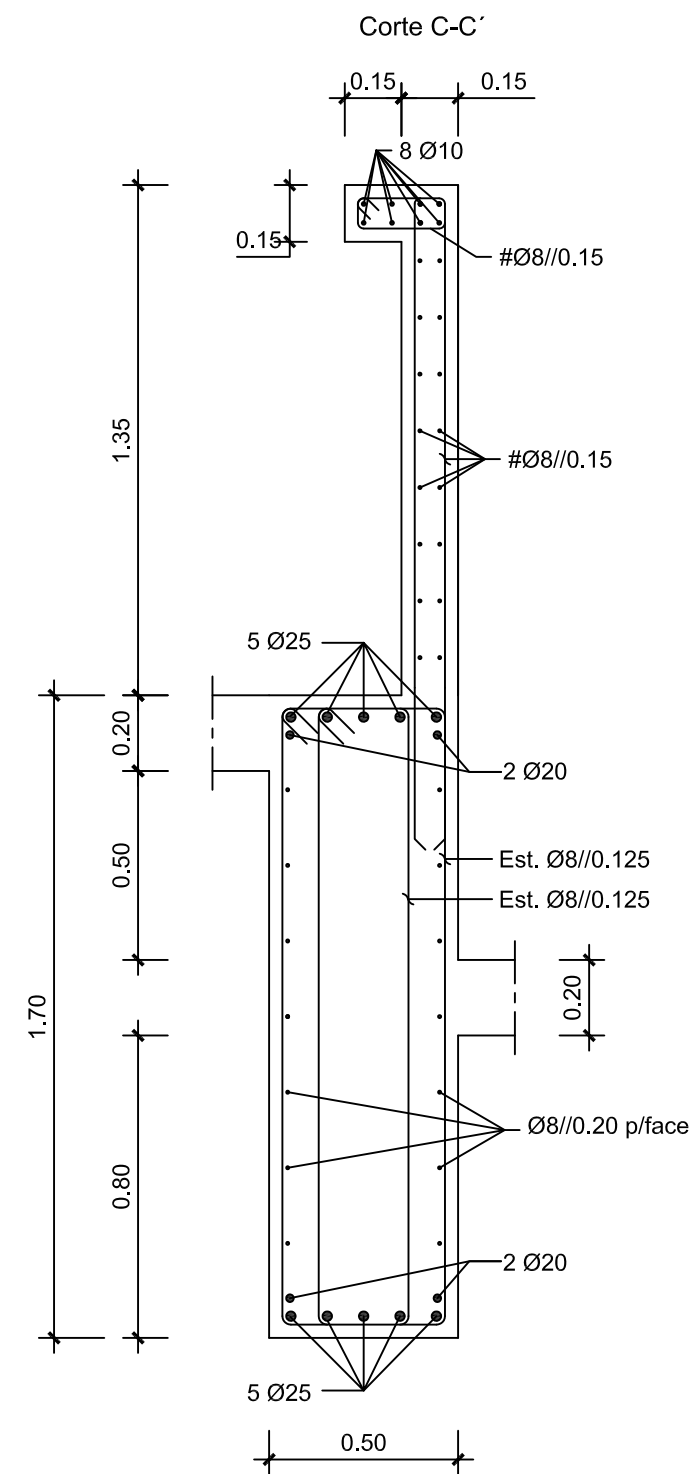
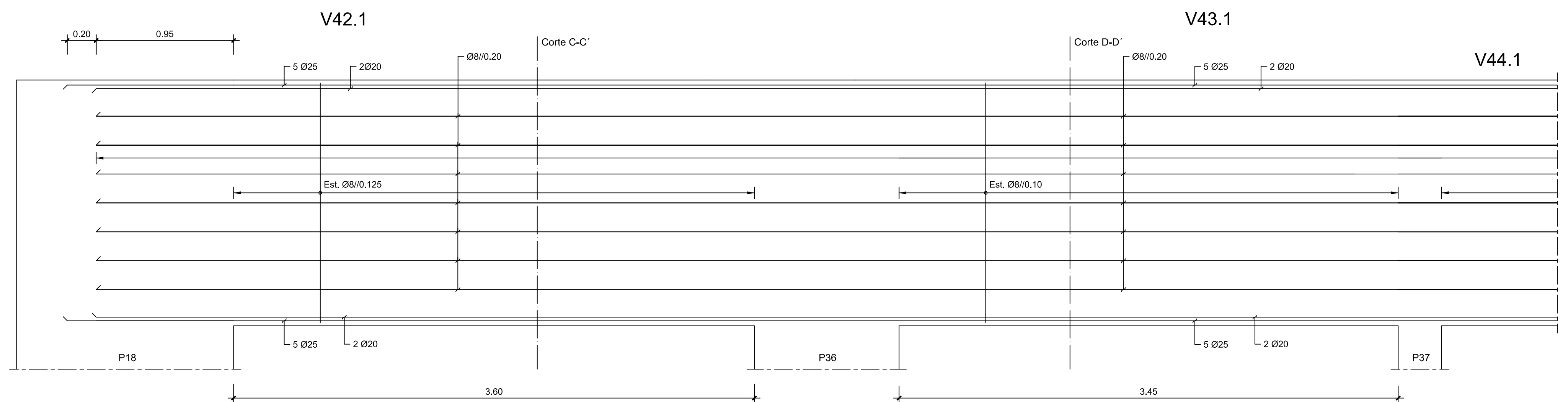
V33.1 até V40.1

FORMATO: A1

V41.1
Escala 1:20

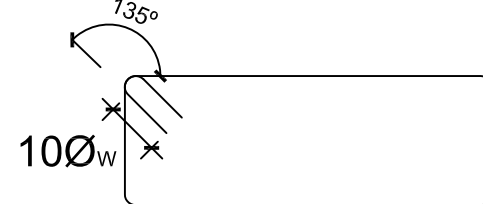


V42.1 E 43.1
Escala 1:20



Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Ø_w - Diâmetro do Estribo

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

MATERIAIS	
BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7



ISEL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

Fevereiro 2012

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 9/15

V41.1 até V43.1

ESCALA: 1/20

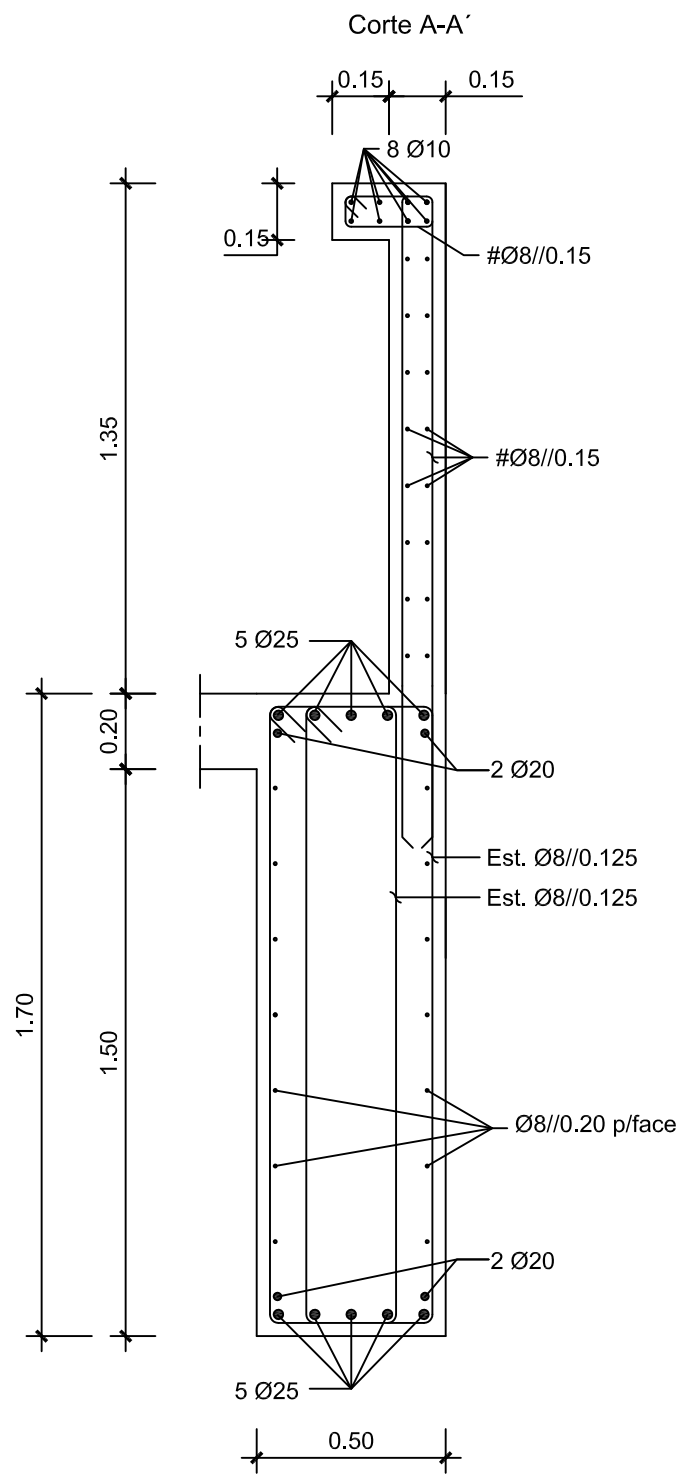
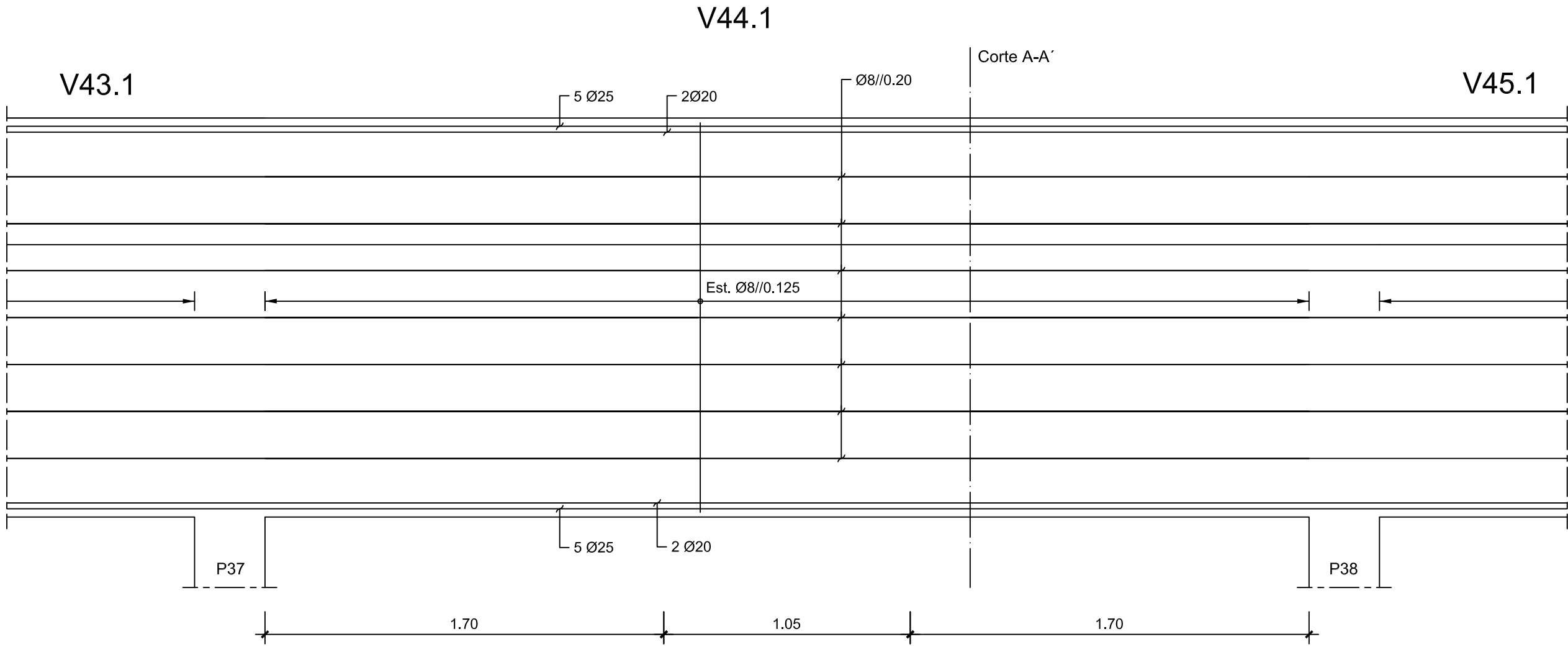
DESENHO N.º

27

FORMATO: A1

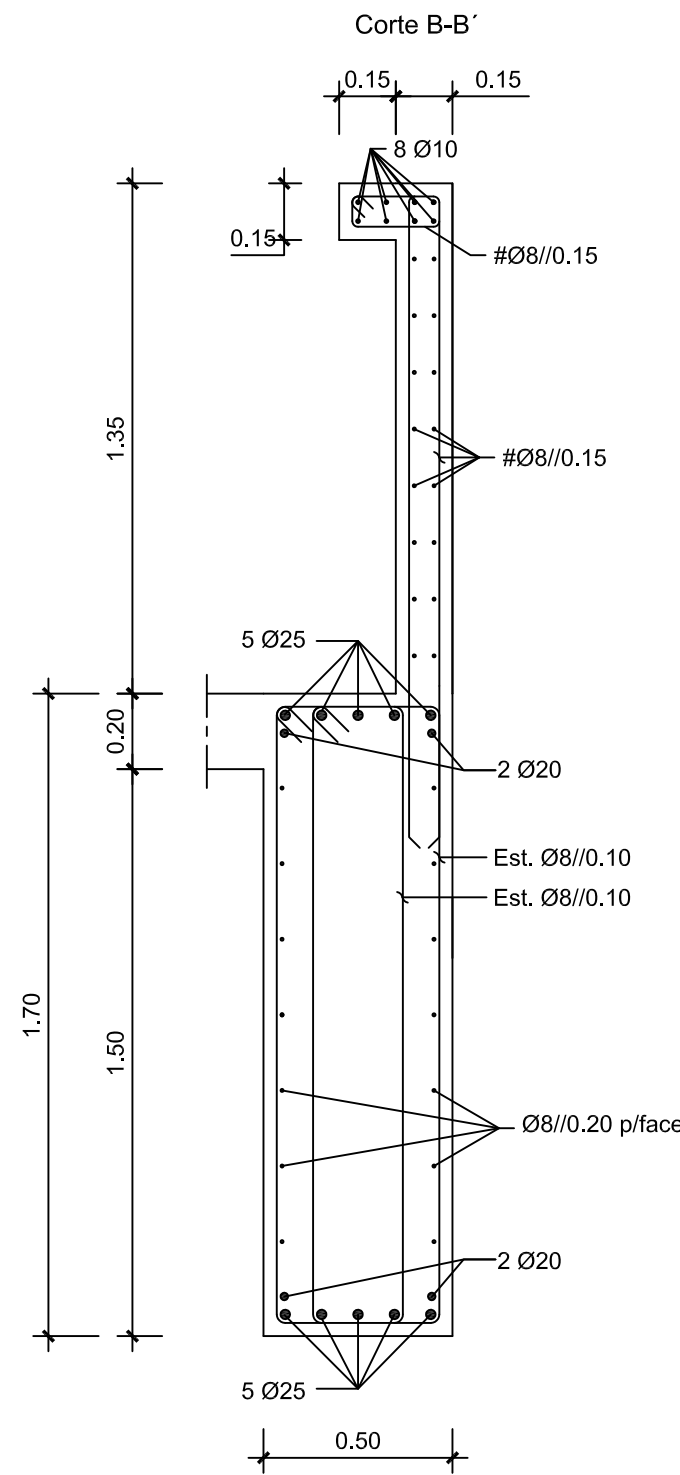
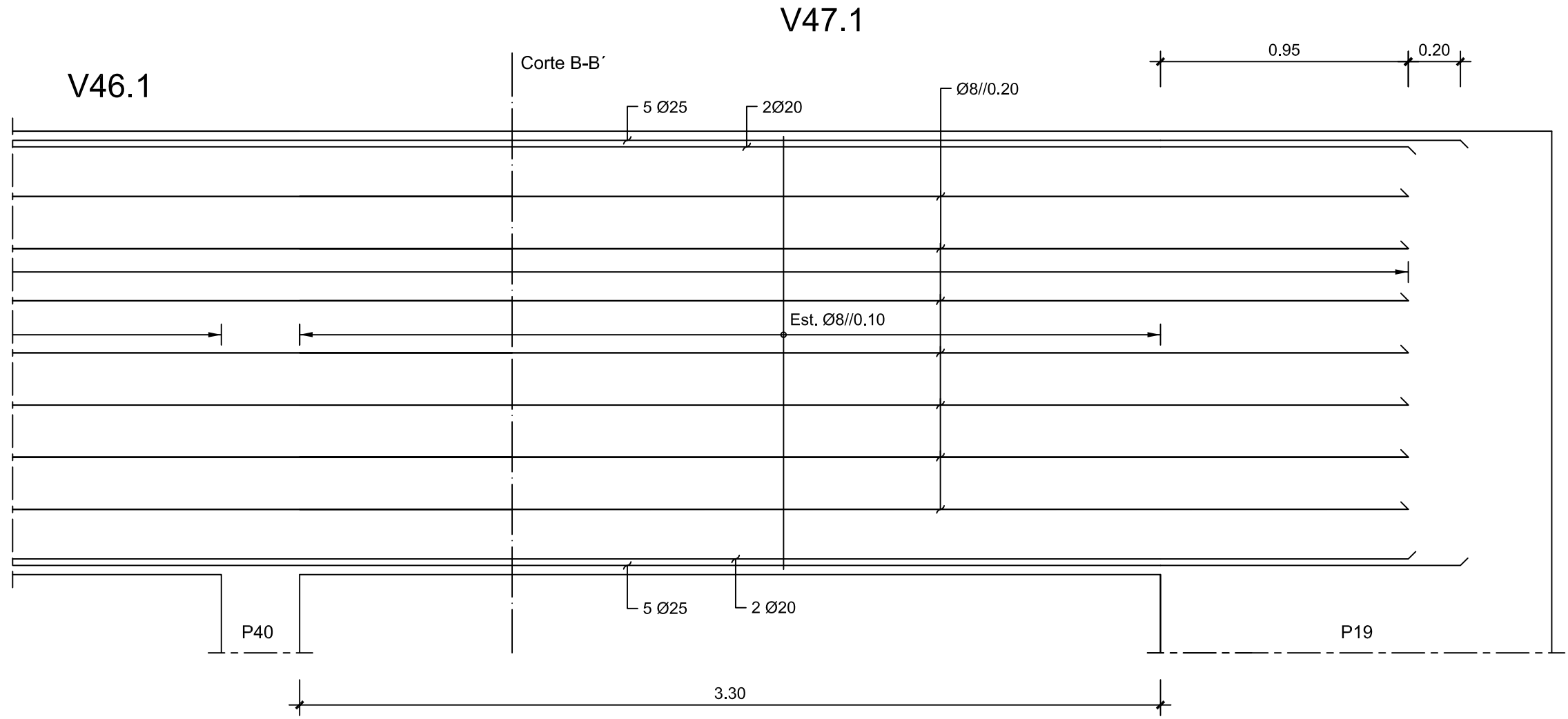
V44.1=V45.1=V46.1

Escala 1:20



V47.1

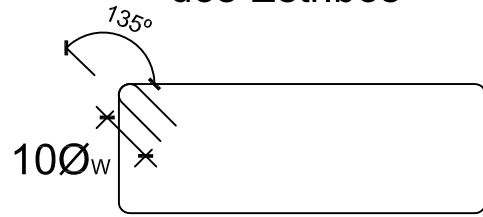
Escala 1:20



MATERIAIS								
BETÃO:								
Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=35	
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=25	
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=25	
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=35	
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=40	
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=50	
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25	S4		
c - Recobrimento nominal (mm)								
AÇO:								
Armaduras Ordinárias	A400	NR	SD					
Armaduras de Pré-esforço	Y1860	S7						

Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75



ISEL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 10/15

ESCALA: 1/20
DESENHO N.º
28

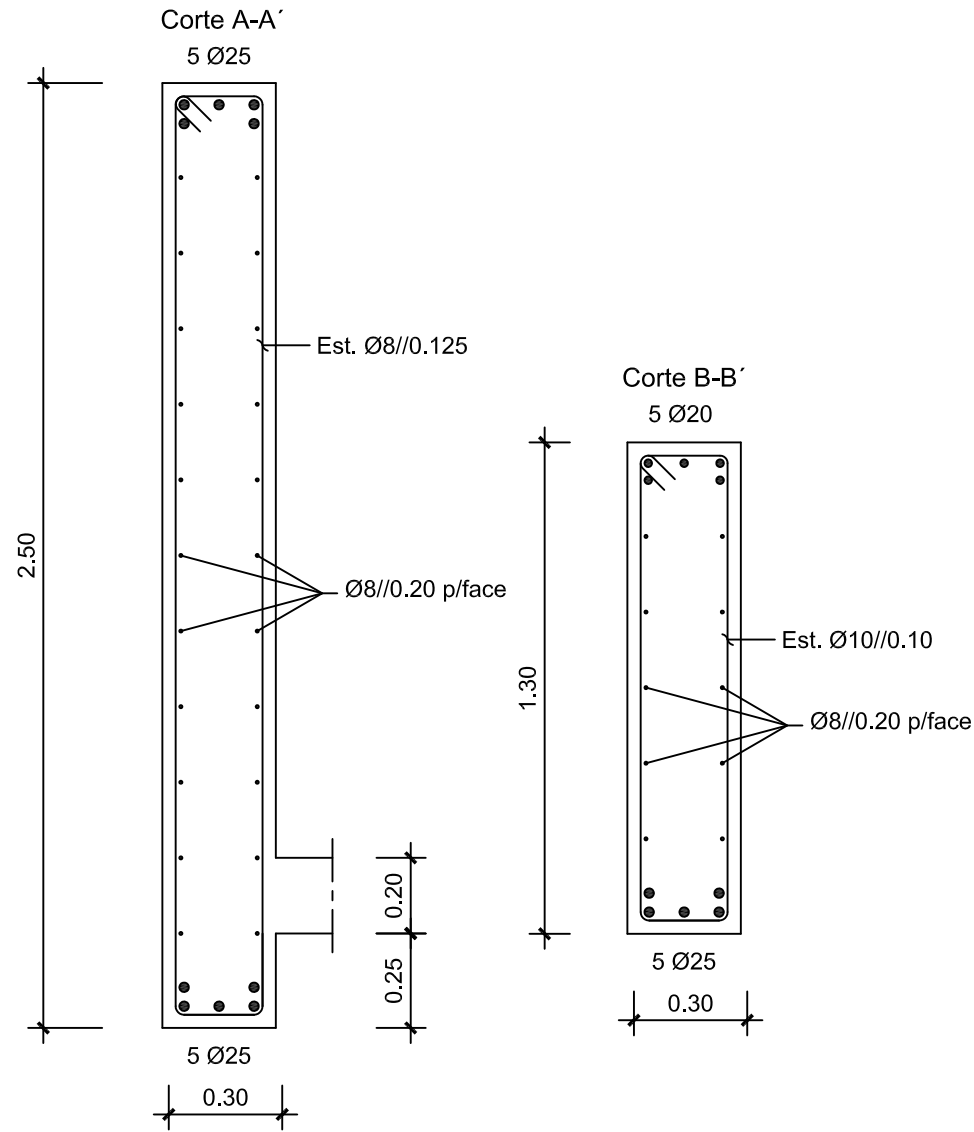
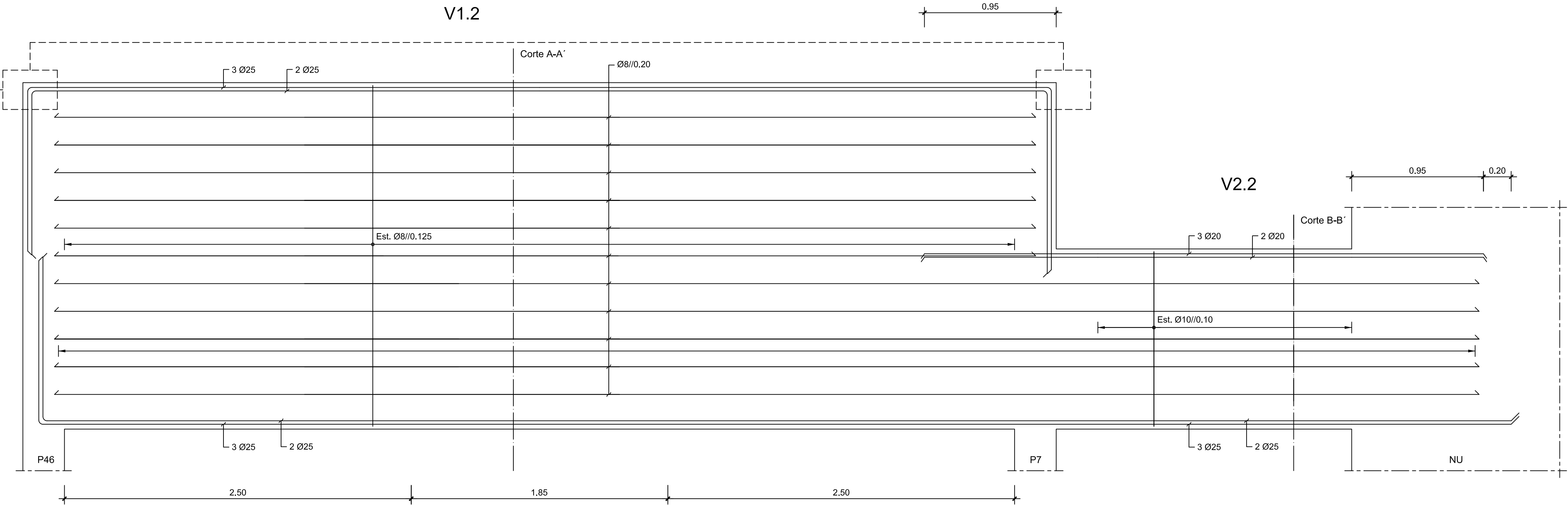
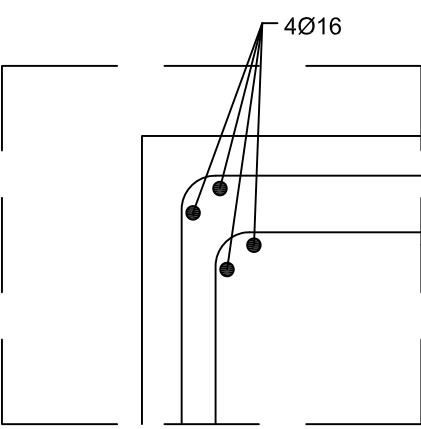
Fevereiro 2012

44.1 até V47.1

FORMATO: A1

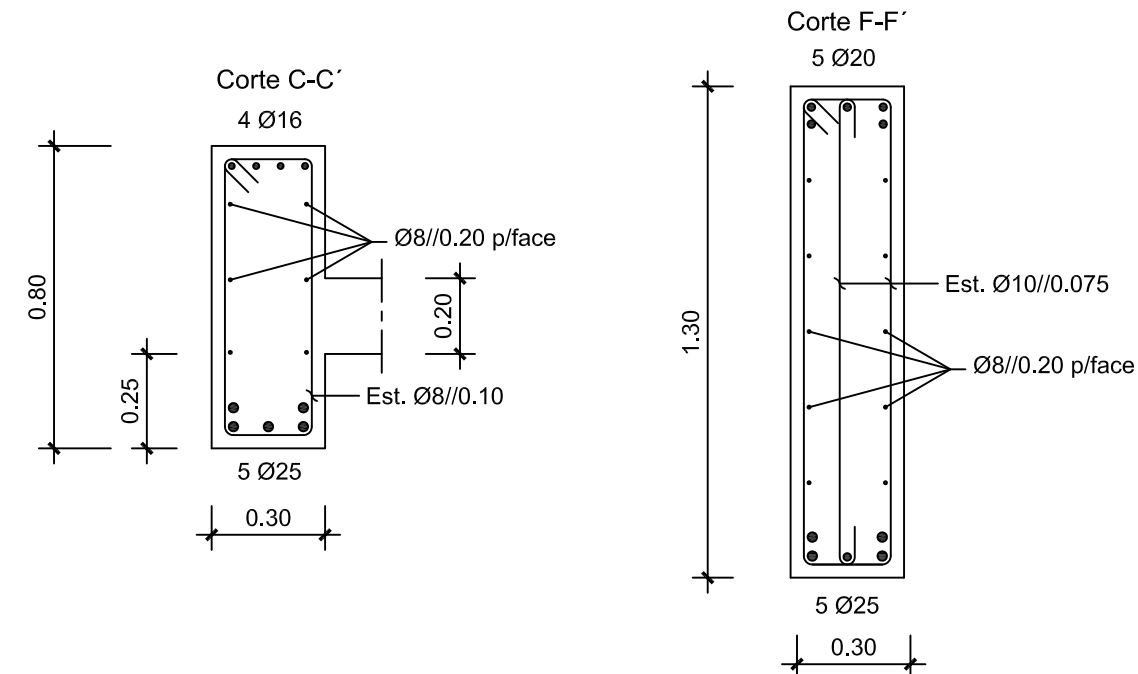
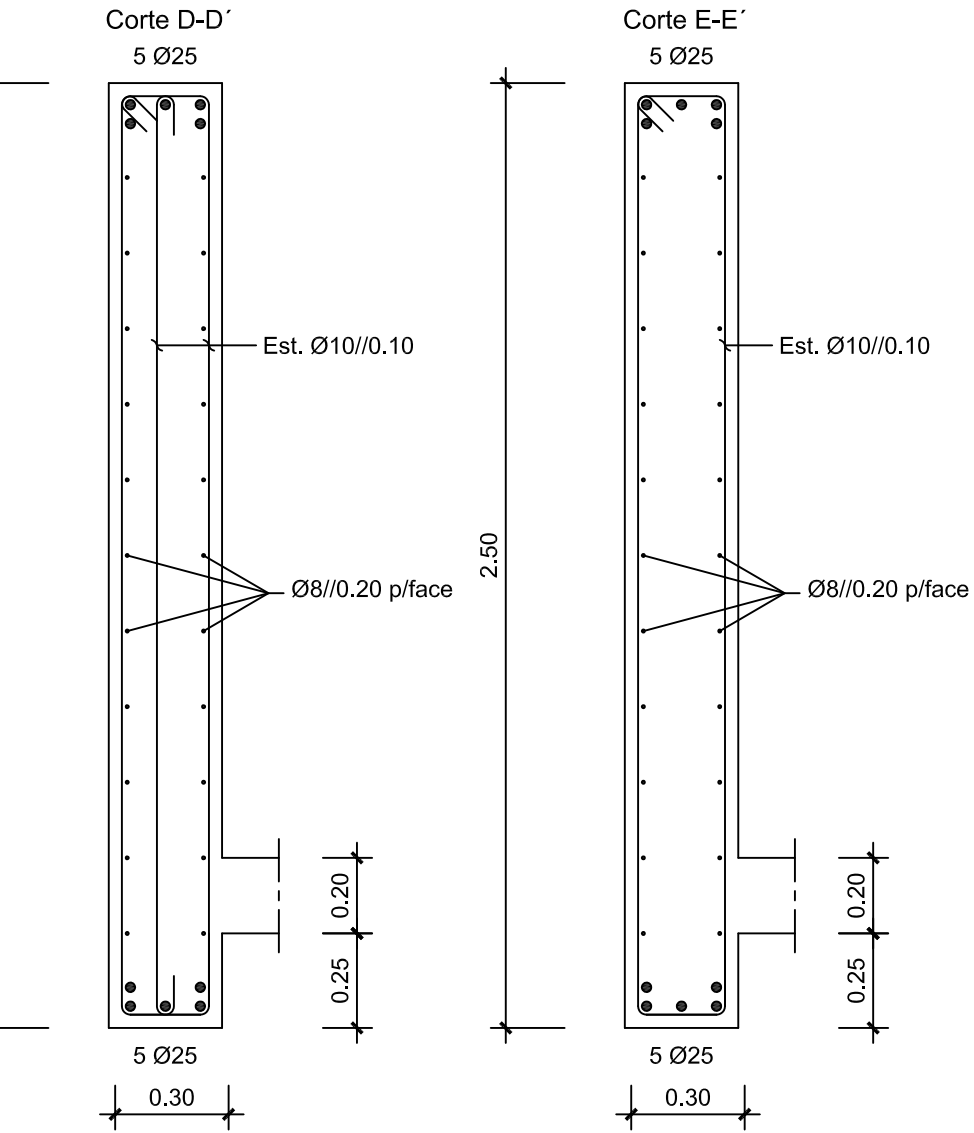
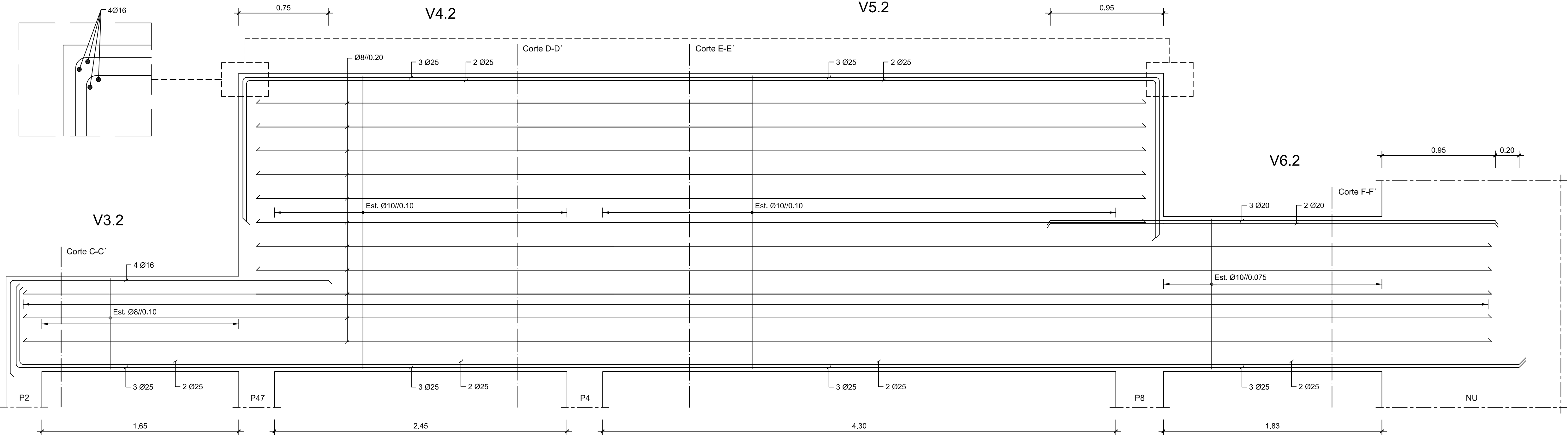
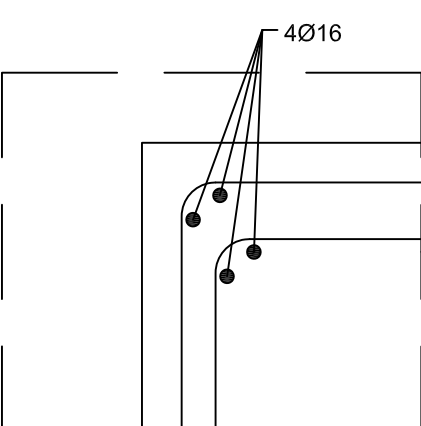
Pormenor de Ligação

V1.2 E V2.2



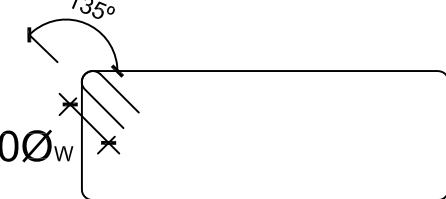
Pormenor de Ligação

V3.2 , V4.2, V5.2 E V6.2



MATERIAIS							
BETÃO:							
Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25	S4	
c - Recobrimento nominal (mm)							
AÇO:							
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD						
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7						

Pormenor de Amarração dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

Comprimento de Amarração (l_{bd}) e Comprimento de Emenda (l_o)

Varão	l _{bd} (m)	l _o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75



Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

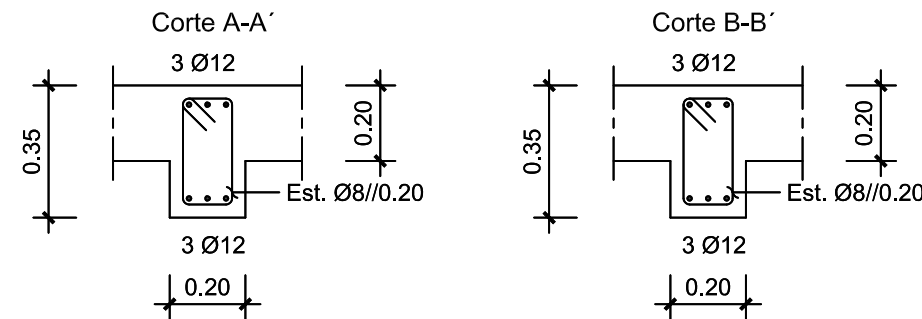
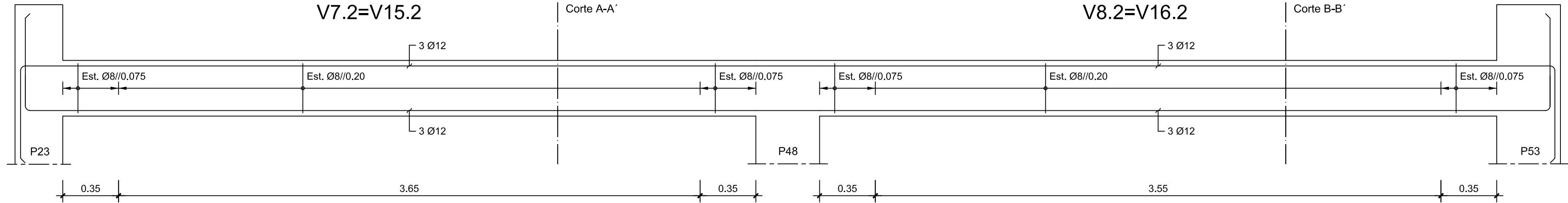
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 11/15

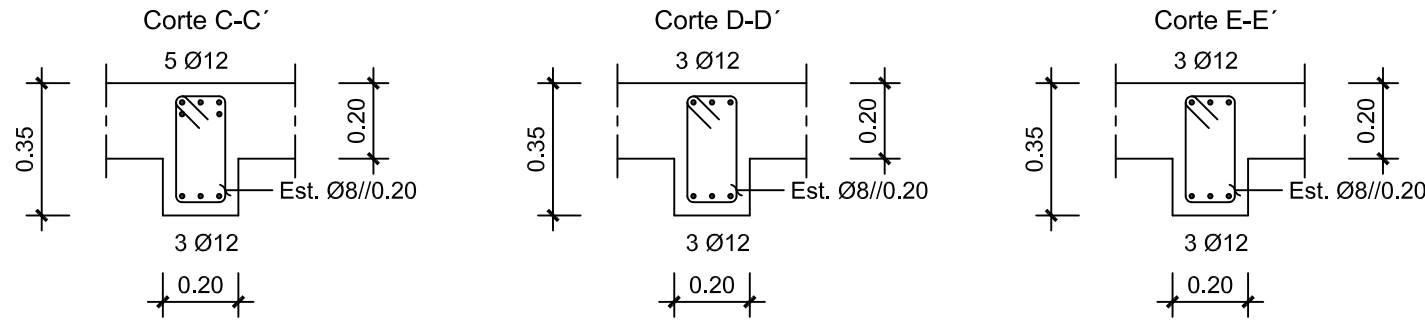
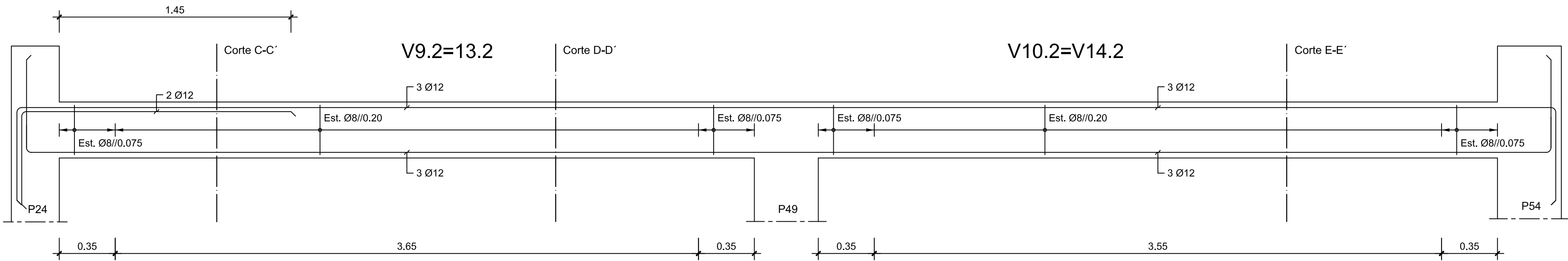
ESCALA: 1/20
DESENHO N.º
29
FORMATO: A1

V1.2 até V6.2

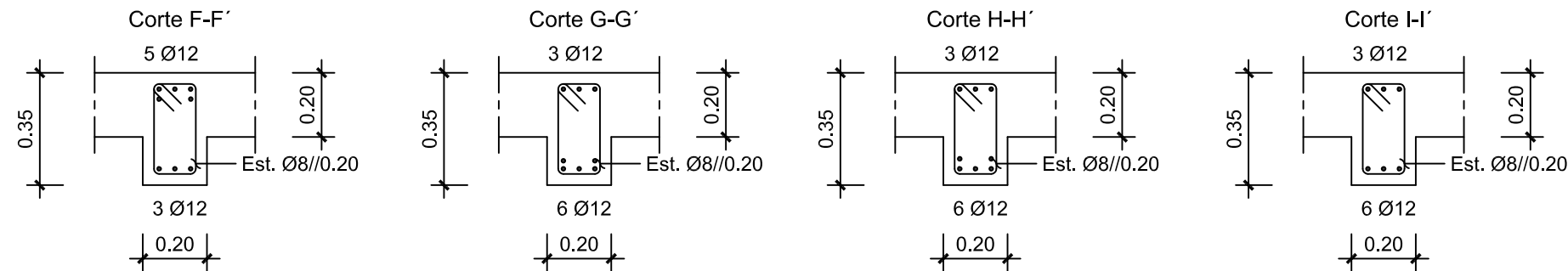
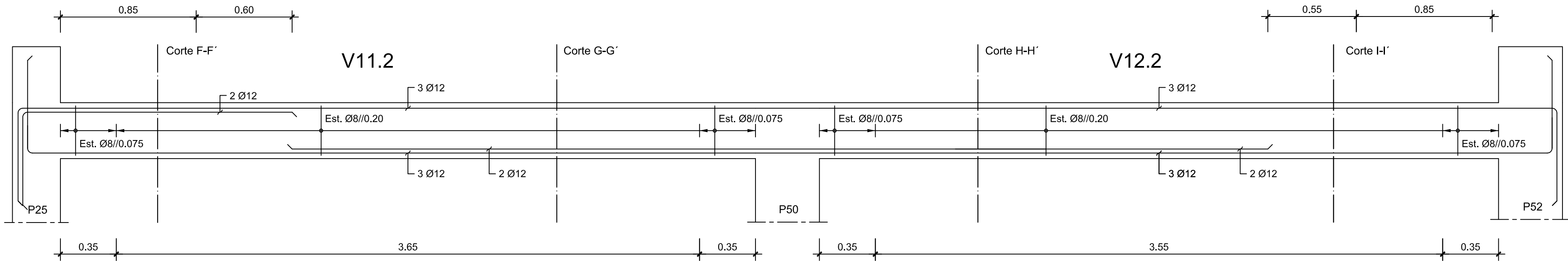
V7.2=V15.2 E V8.2=V16.2
Escala 1:20



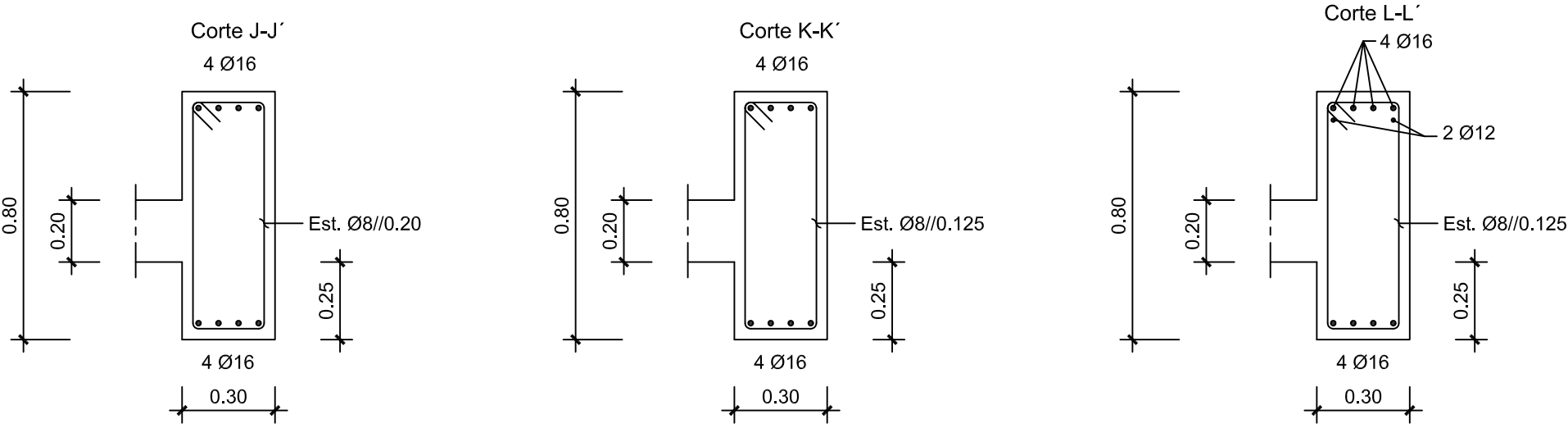
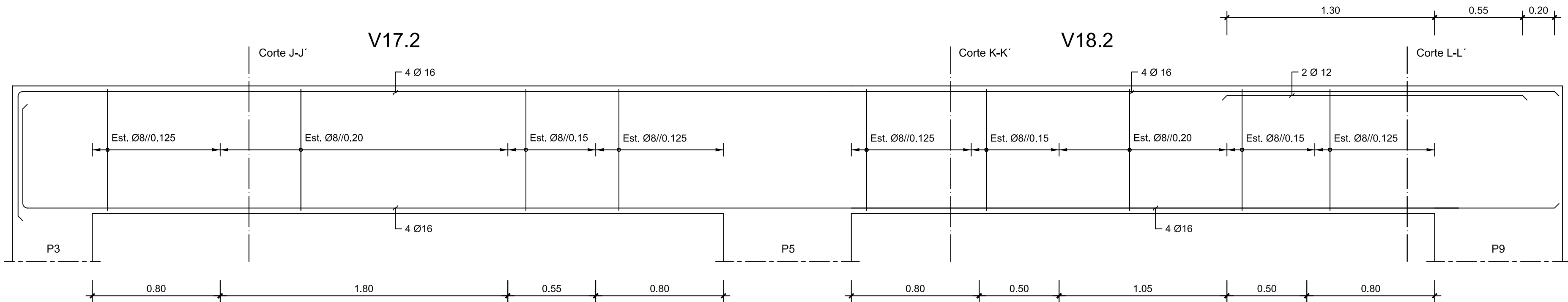
V9.2=V13.2 E V10.2=V14.2
Escala 1:20



V11.2 E V12.2
Escala 1:20

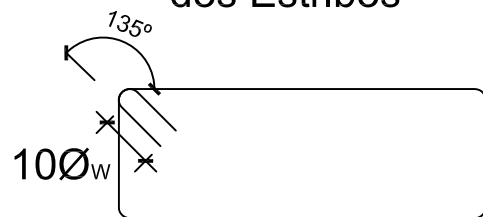


V17.2 E V18.2
Escala 1:20



Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)	C10.20	Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)				

AÇO:

Armaduras Ordinárias
Armaduras de Pré-esforço

A400 NR SD
Y1860S7



Elaborado por:
Miguel Candelas
Nº 30123

Fevereiro 2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 12/15

ESCALA: 1/20

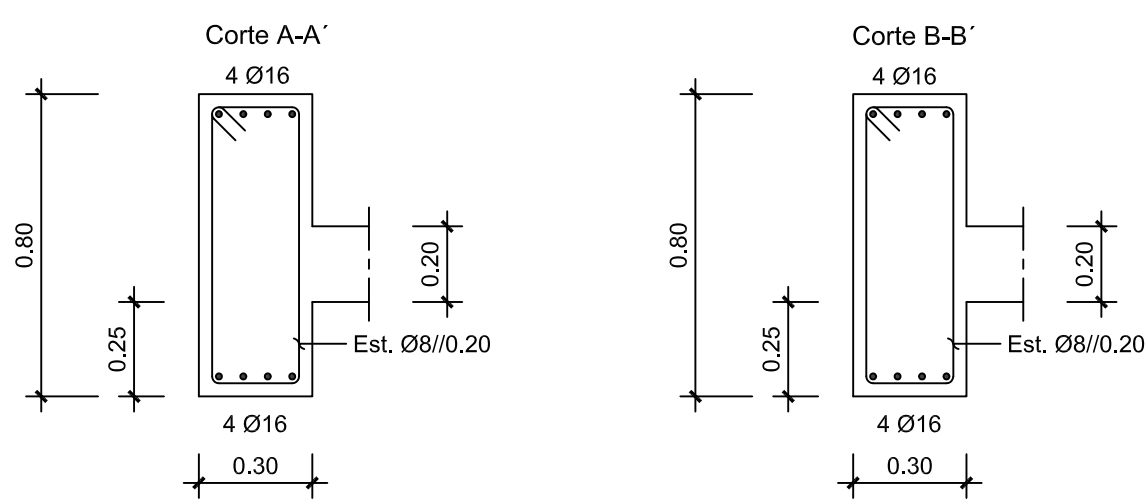
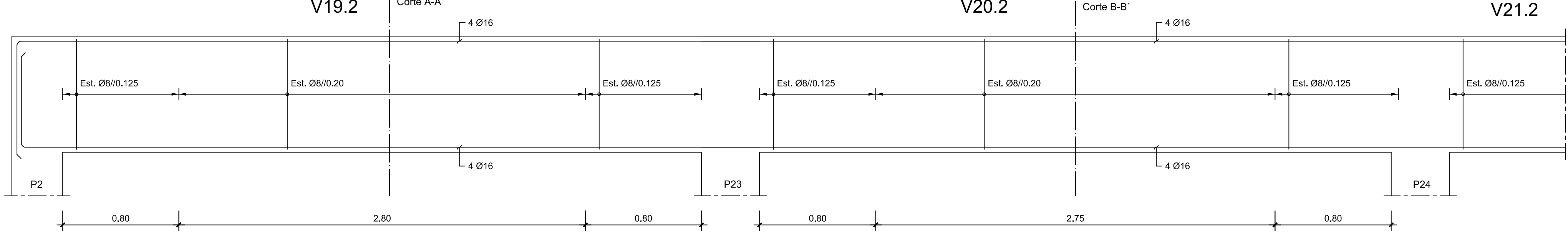
DESENHO N.º

30

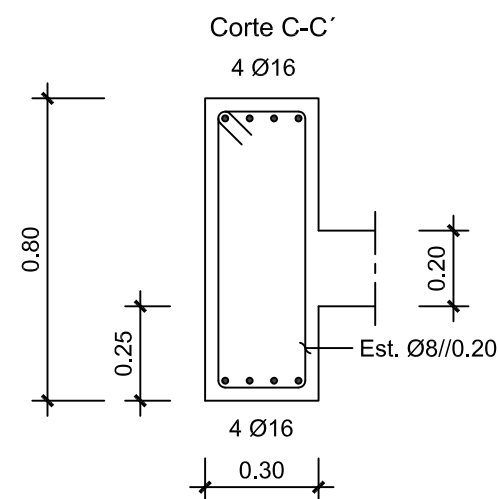
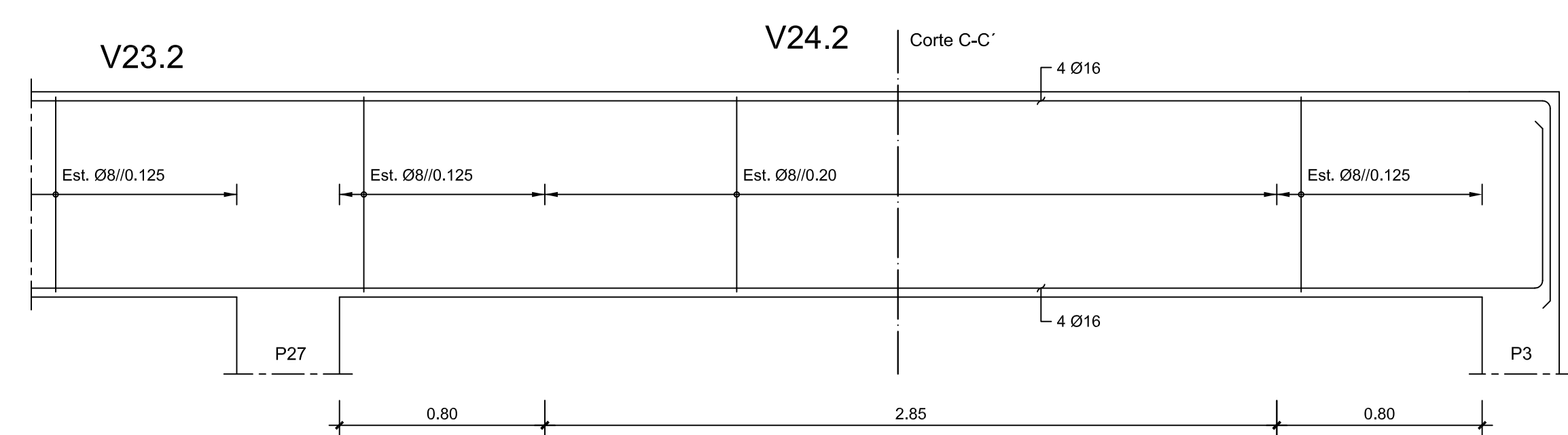
V7.2 até V18.2

FORMATO: A1

V19.2 E V20.2=V21.2=V22.2=V23.2

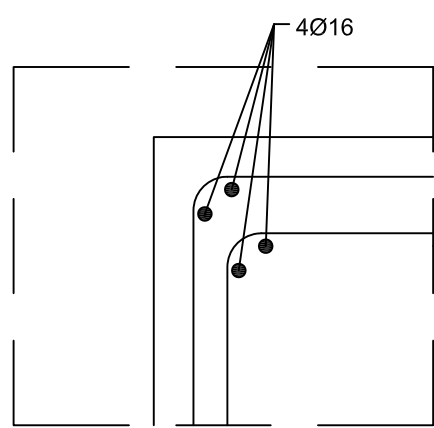


V24.2



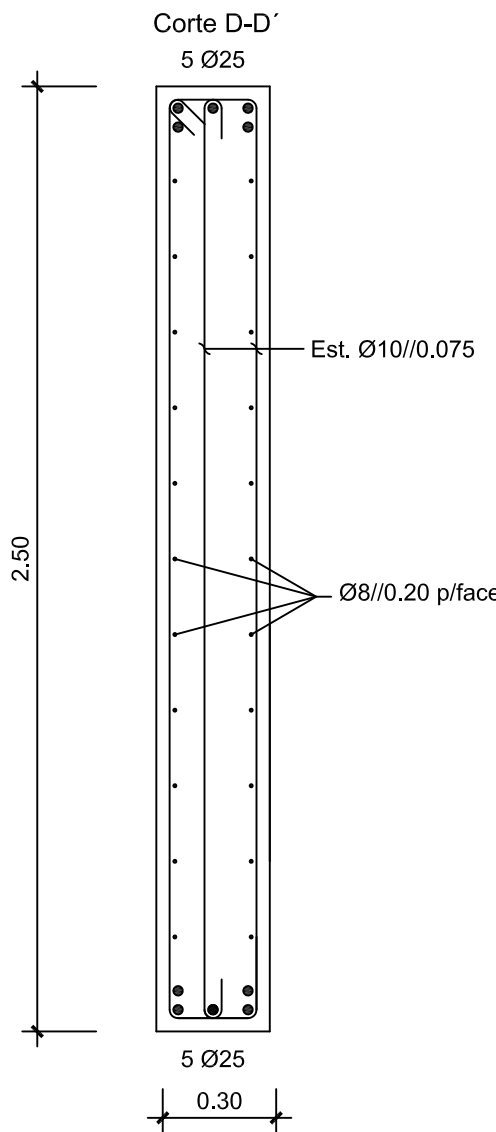
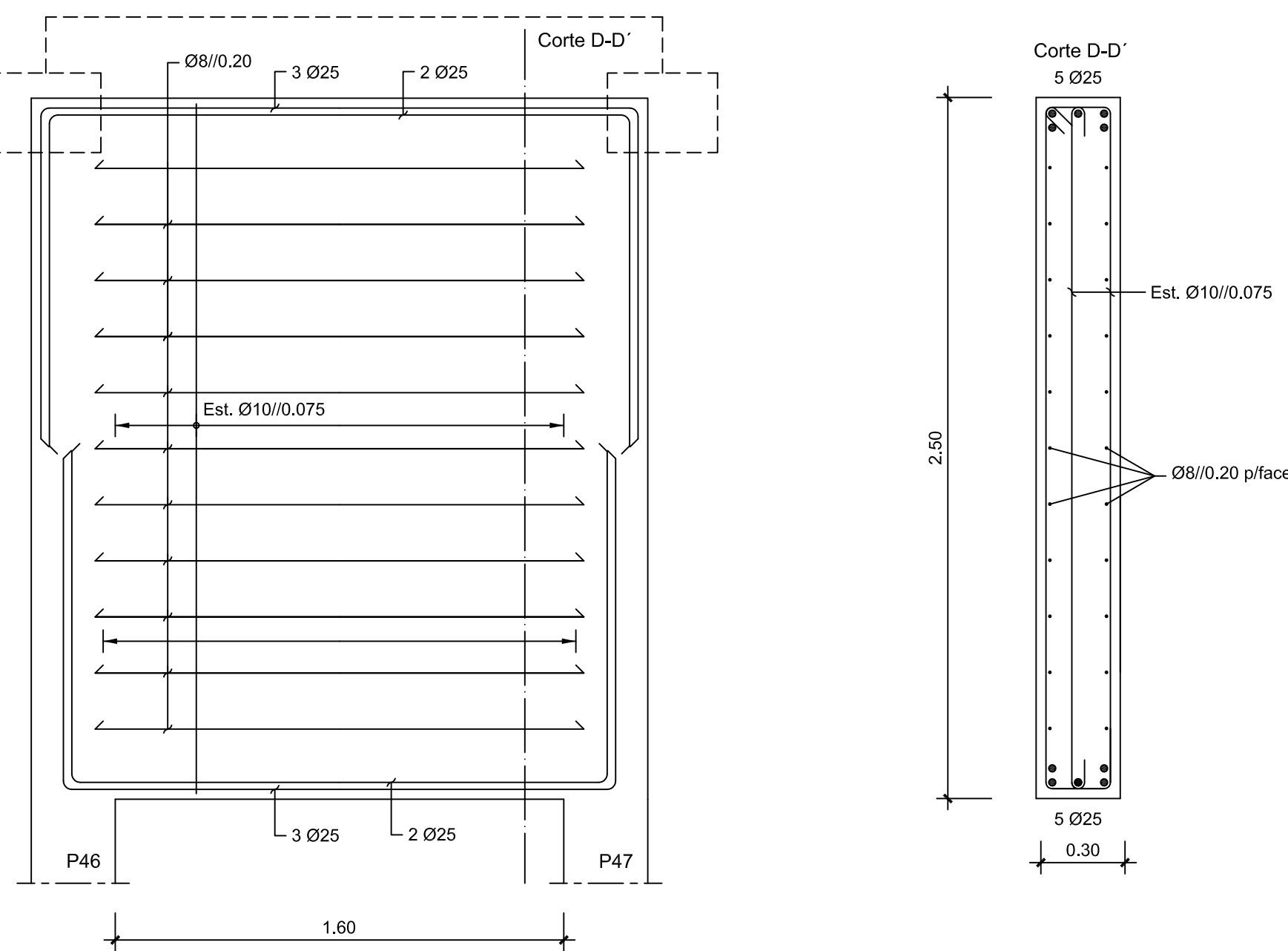
Pormenor de Ligação

Sem Escala



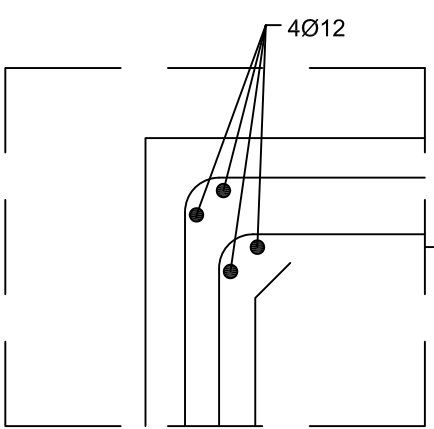
V25.2

Escala 1:20



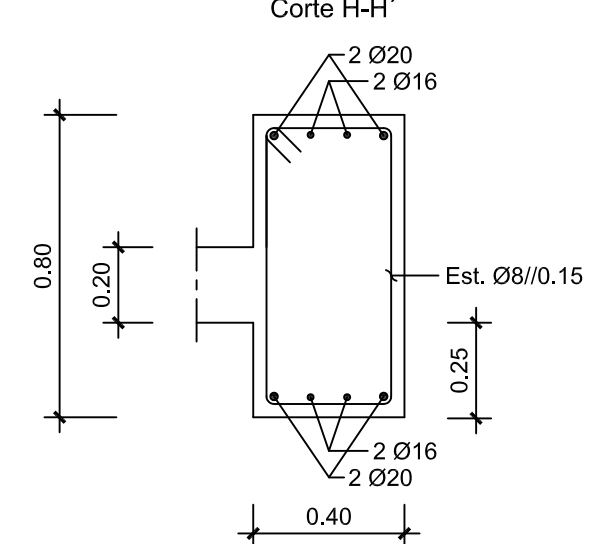
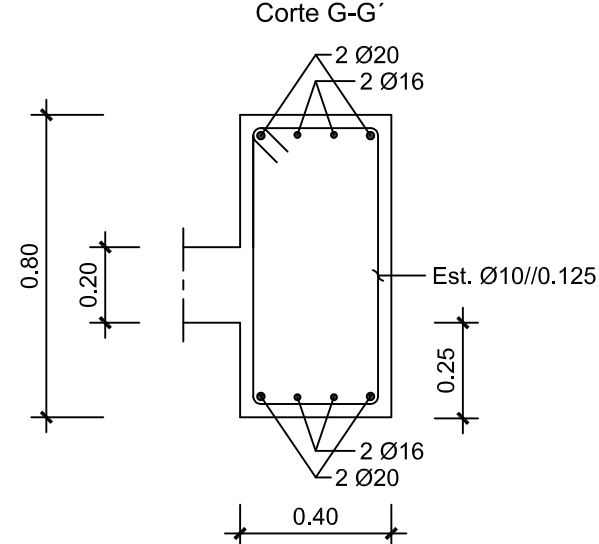
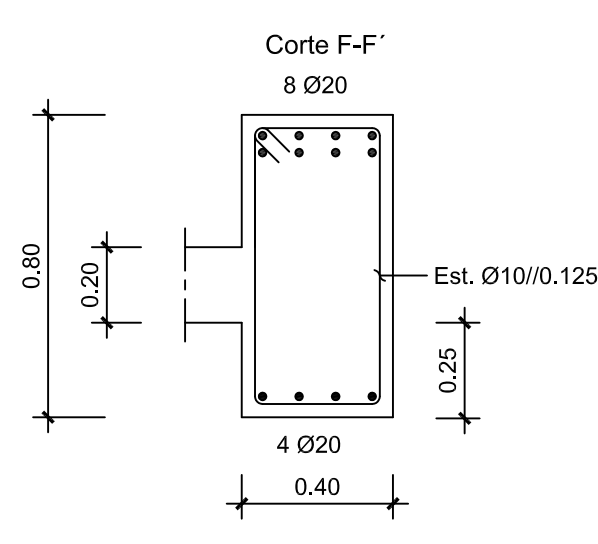
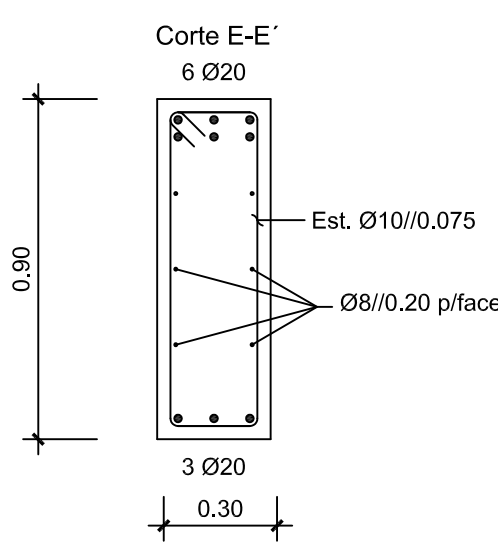
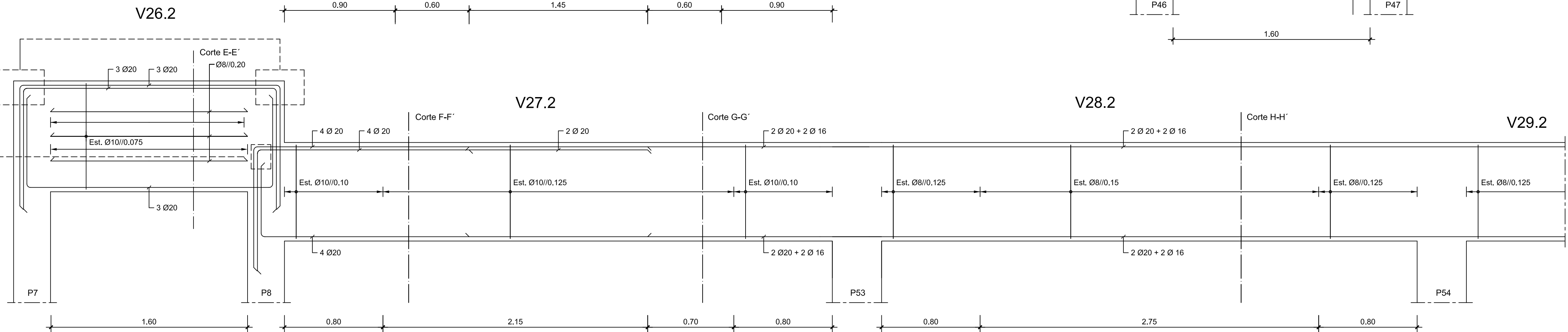
Pormenor de Ligação

Sem Escala



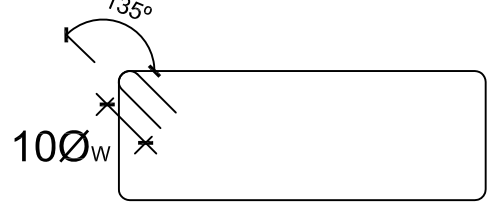
V26.2, V27.2 E V28.2

Escala 1:20



Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	C10.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)	C10.20	Dmax25 S4

AÇO:

Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 13/15

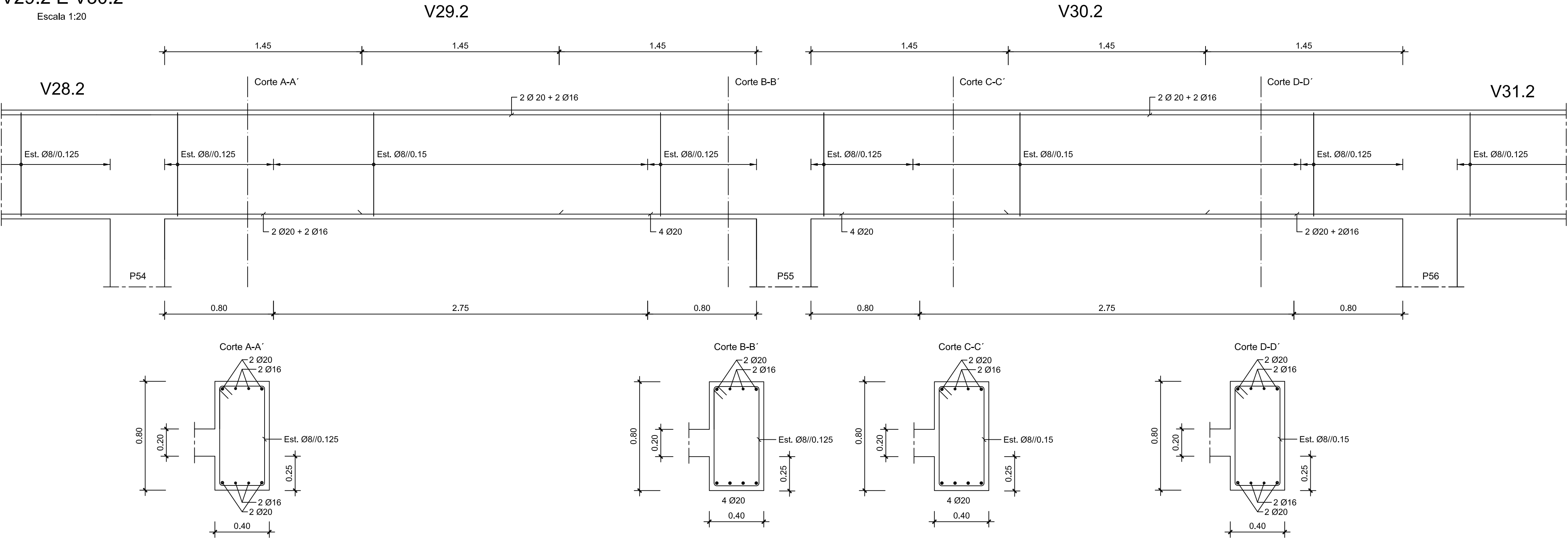
ESCALA: 1/20
DESENHO N.º
31

Fevereiro 2012

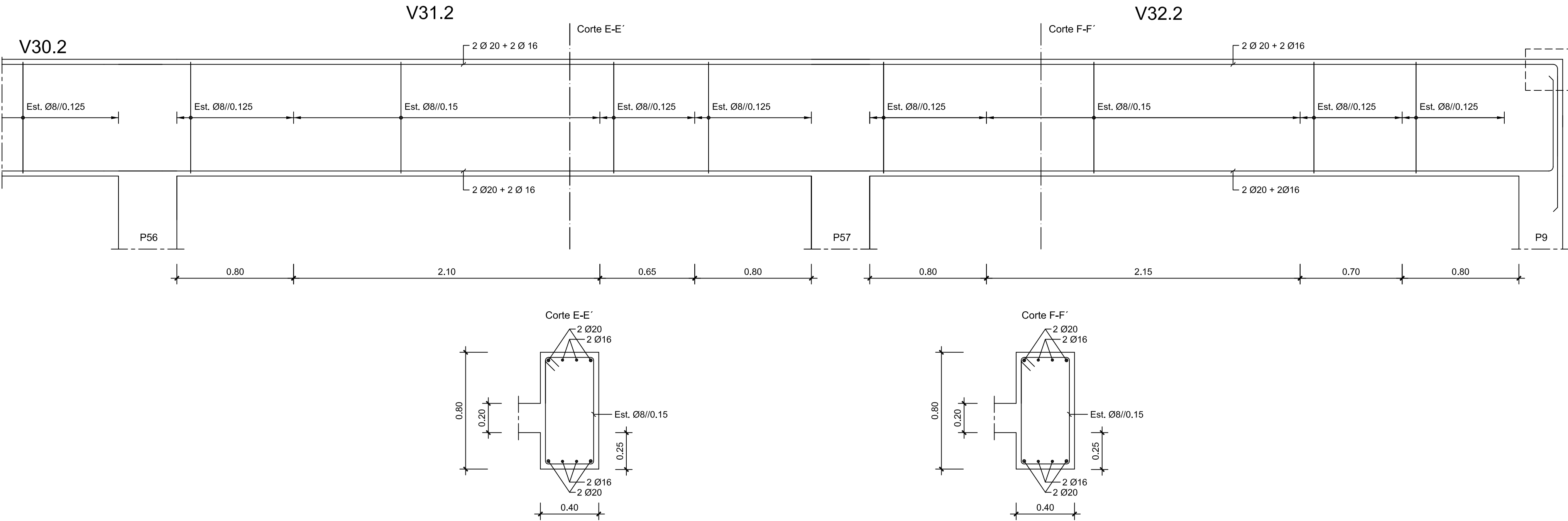
V19.2 até V28.2

FORMATO: A1

V29.2 E V30.2
Escala 1:20

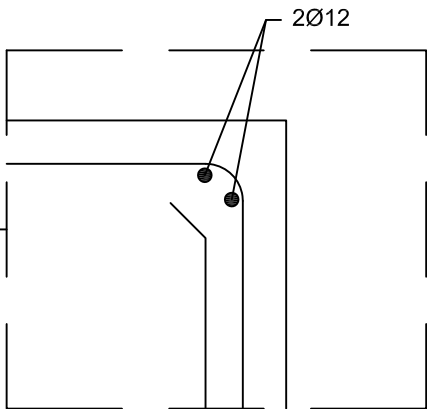


V31.2 E 32.2
Escala 1:20



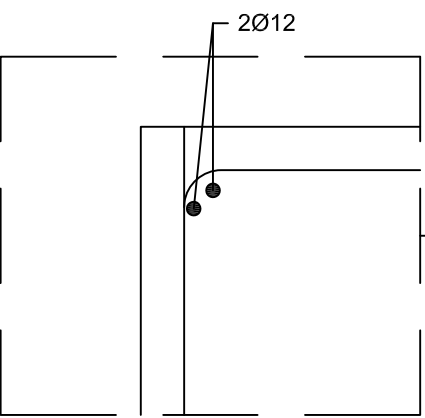
Pormenor de Ligação

Sem Escala

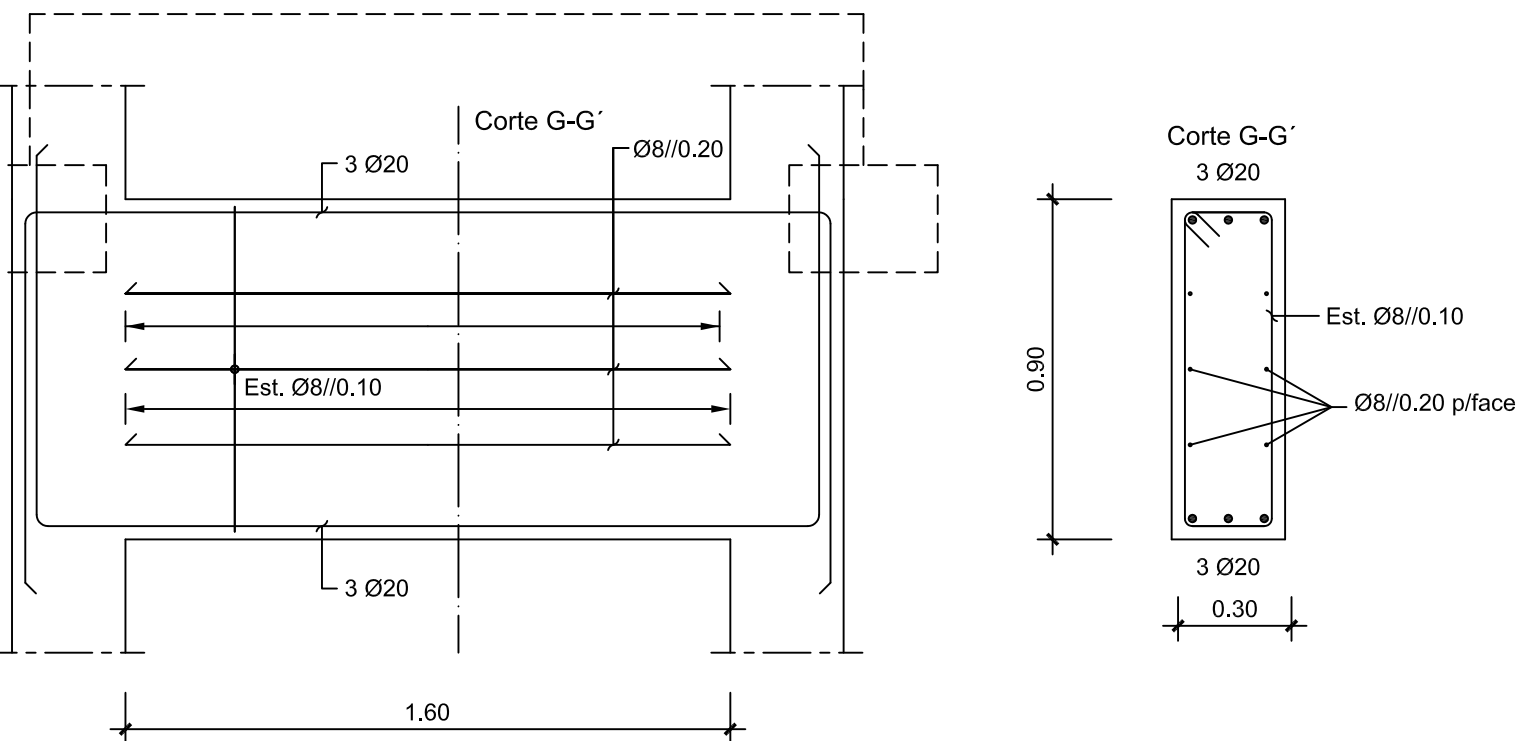


Pormenor de Ligação

Sem Escala



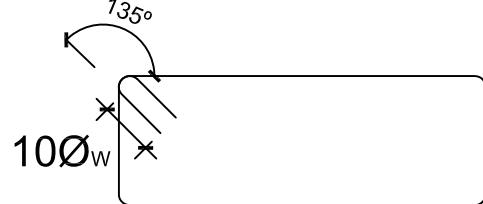
V33.2
Escala 1:20



Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_0)

Varão	l_{bd} (m)	l_0 (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Øw - Diâmetro do Estribo

MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
		c - Recobrimento nominal (mm)			

AÇO:

Armaduras Ordinárias
Armaduras de Pré-esforço

A400 NR SD
Y1860S7



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas 14/15

ESCALA: 1/20
DESENHO N.º
32

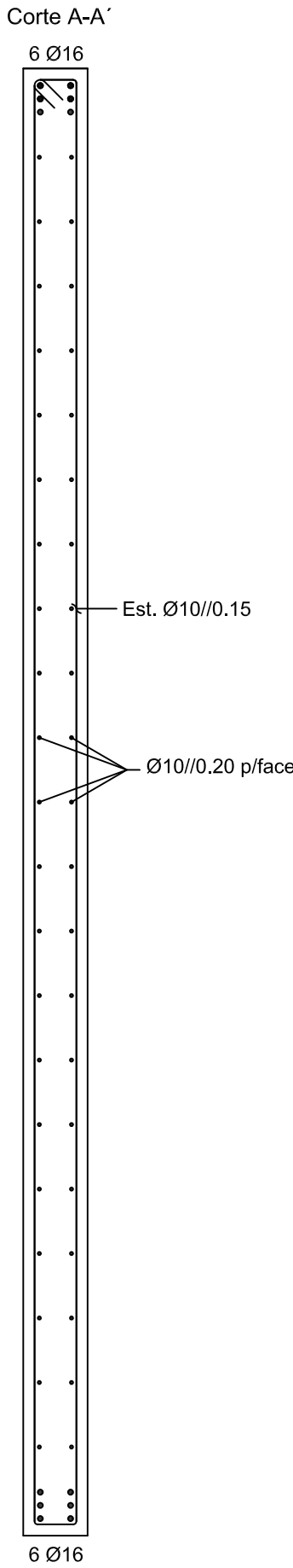
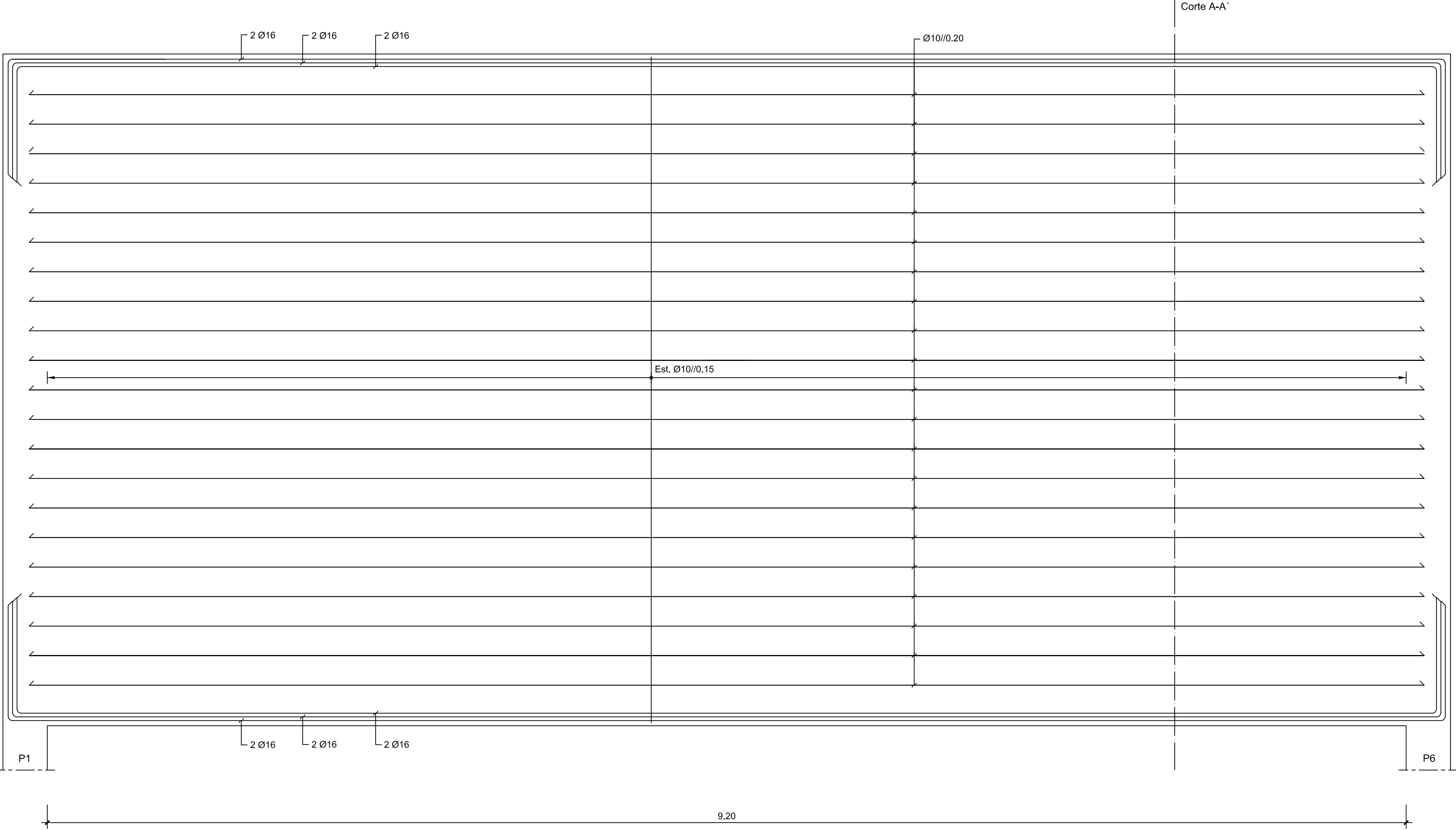
Fevereiro 2012

V29.2 até V33.2

FORMATO: A1

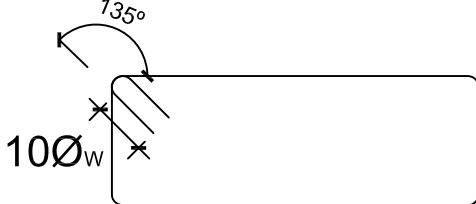
VP-INTERIOR

Escala 1:20



Comprimento de Amarração (l_{bd}) e Comprimento de Emenda (l_o)


Pormenor de Amarração dos Estribos

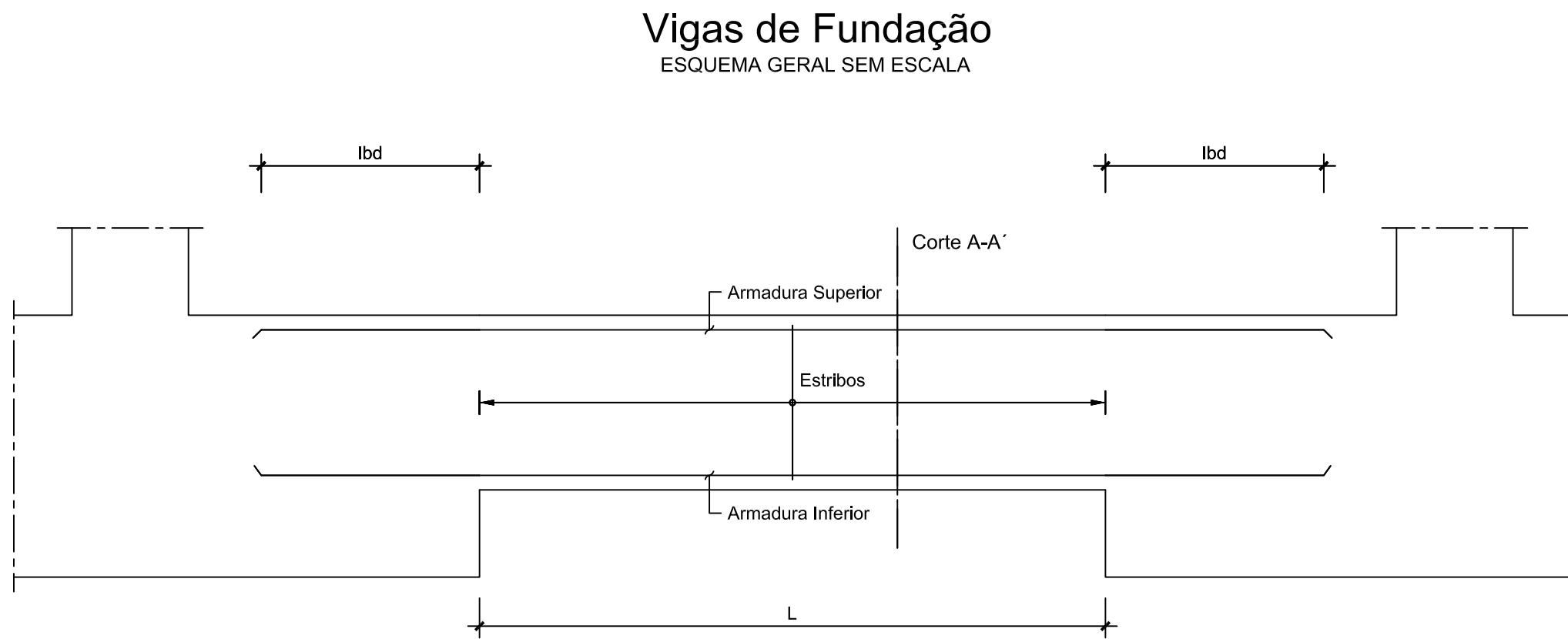


Øw - Diâmetro do Estribo

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

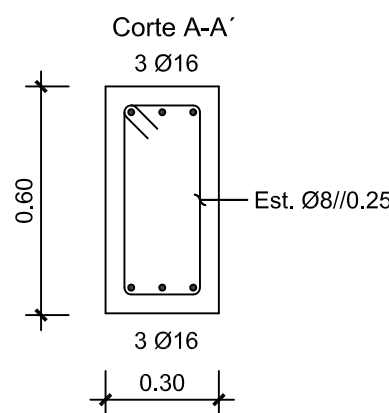
MATERIAIS	
BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)	
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7

	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	Elaborado por: Miguel Candelas Nº 30123	TRABALHO FINAL DE MESTRADO Betão Armado Vigas 15/15
	Fevereiro 2012	ESCALA: 1/20 DESENHO N.º 33 FORMATO: A1



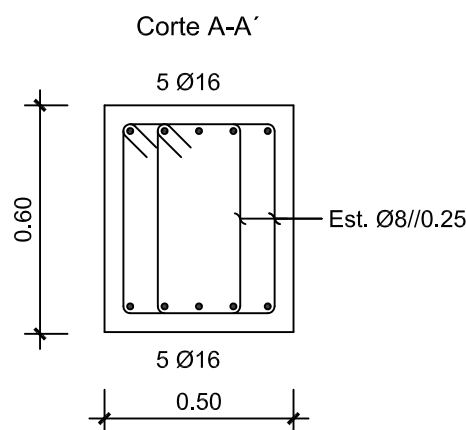
VF1(1), VF1(2), VF13 E VF14
SECÇÃO CONSTANTE

Escala 1:20



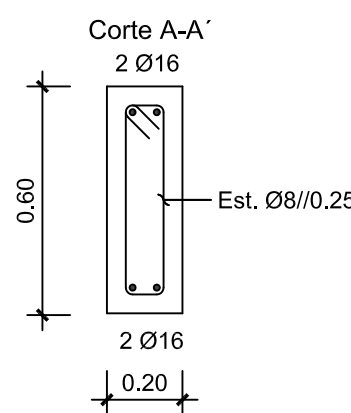
VF2,VF3,VF4,VF5,VF6, VF10,VF11 E VF12
SECÇÃO CONSTANTE

Escala 1:20



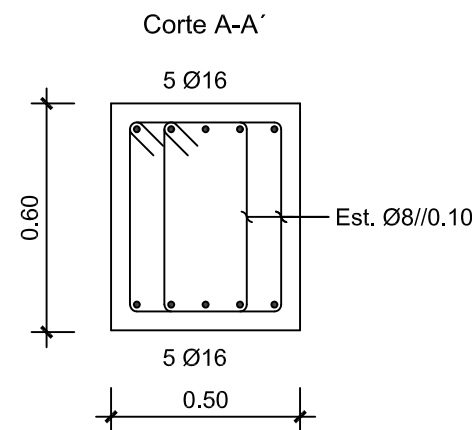
VF7, VF15,VF16,VF17 E VF18
SECÇÃO CONSTANTE

Escala 1:20



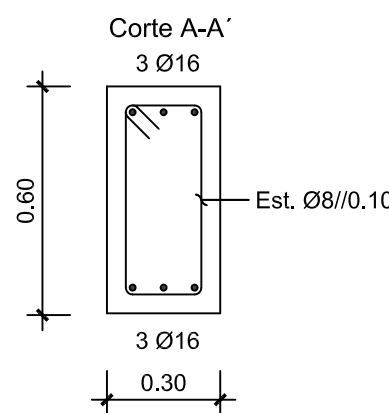
VF8
SECÇÃO CONSTANTE

Escala 1:20

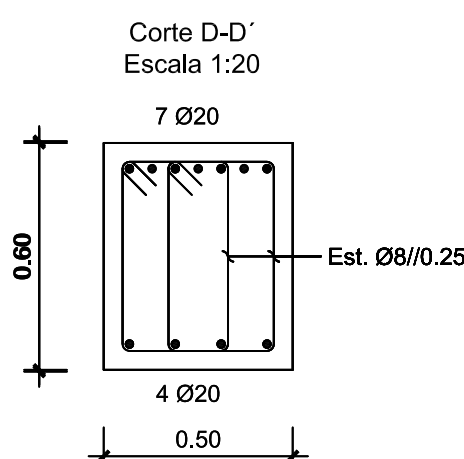
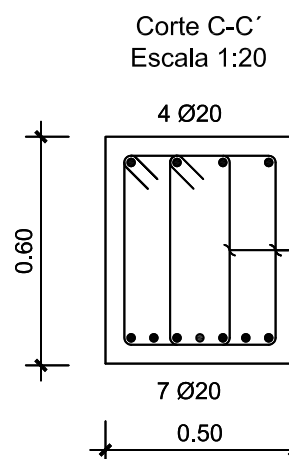
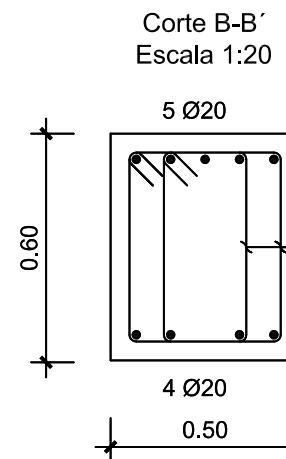
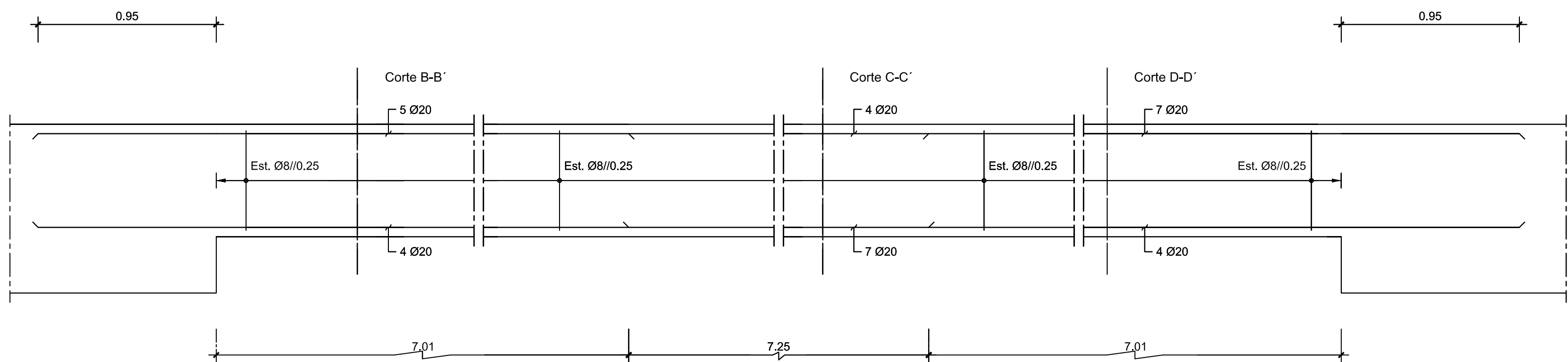


VF9
SECÇÃO CONSTANTE

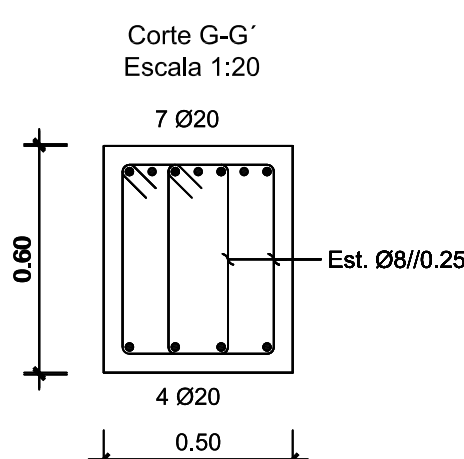
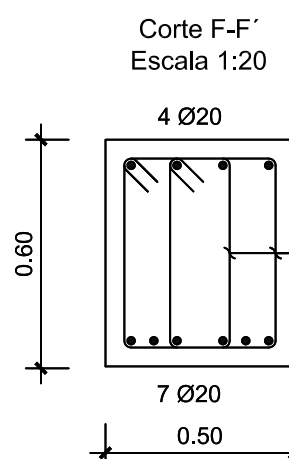
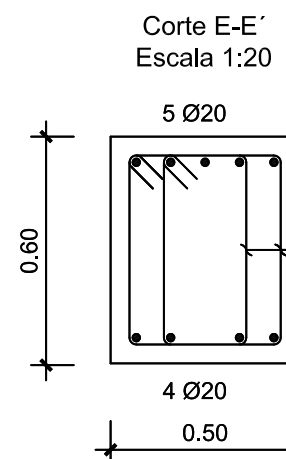
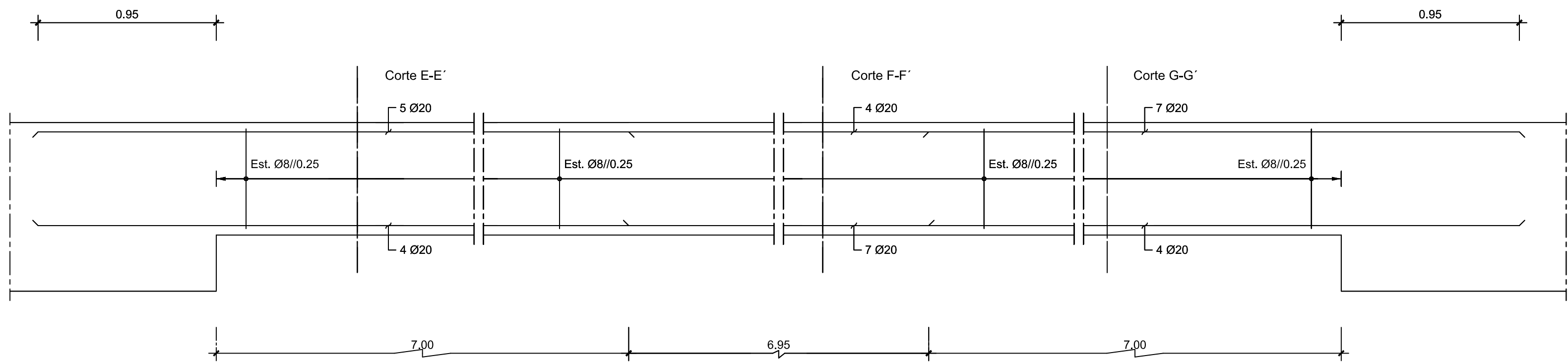
Escala 1:20



Viga de Fundação - VF19
ESQUEMA GERAL SEM ESCALA



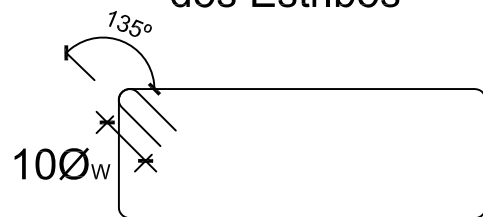
Viga de Fundação - VF20
ESQUEMA GERAL SEM ESCALA



MATERIAIS	
BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) Cl0.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) Cl0.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) Cl0.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) Cl0.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) Cl0.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) Cl0.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)	
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7

Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



Ø_w - Diâmetro do Estribo

Varão	l _{bd} (m)	l _o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75



ISEL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Vigas de Fundação 1/2

ESCALA: 1/20
DESENHO N.º
34

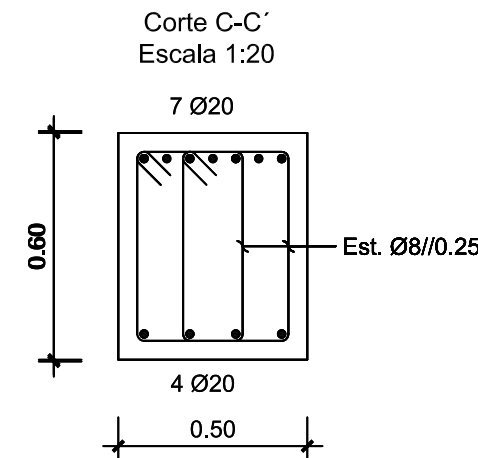
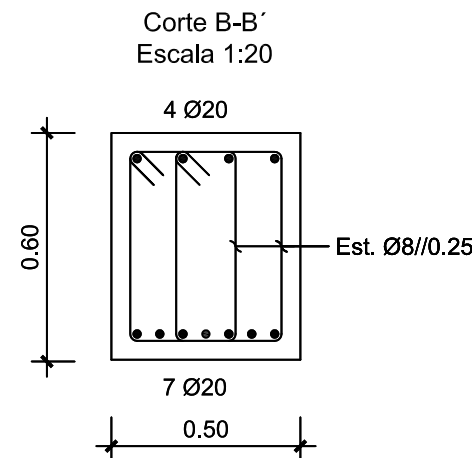
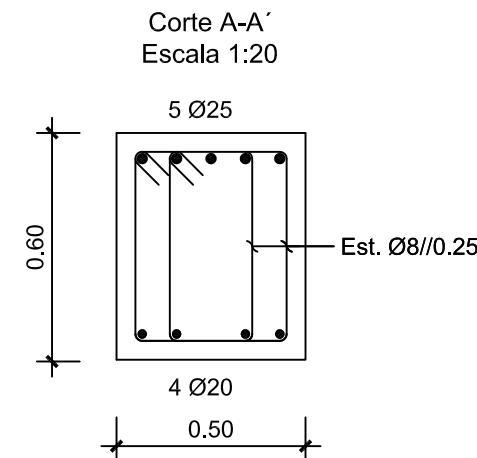
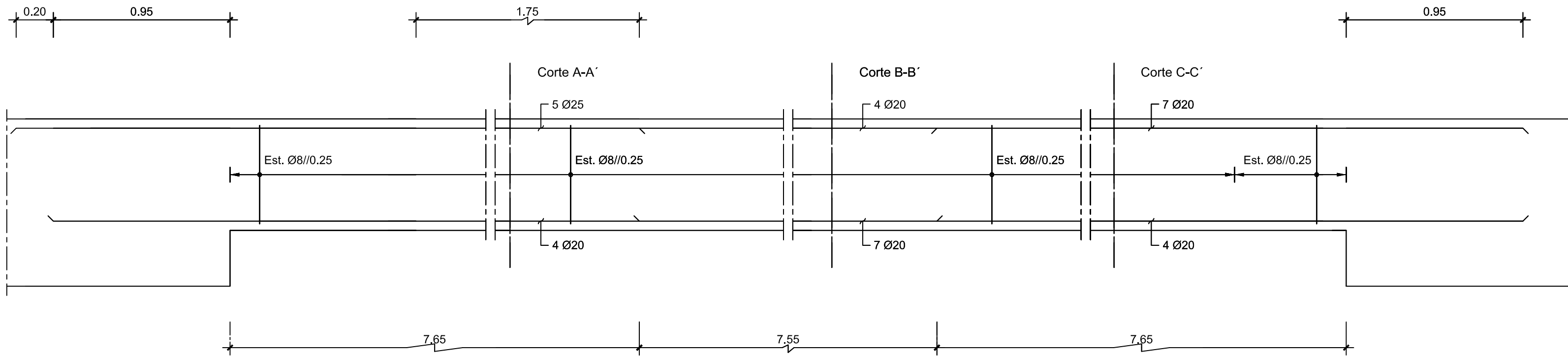
Fevereiro 2012

VF1 até VF20

FORMATO: A1

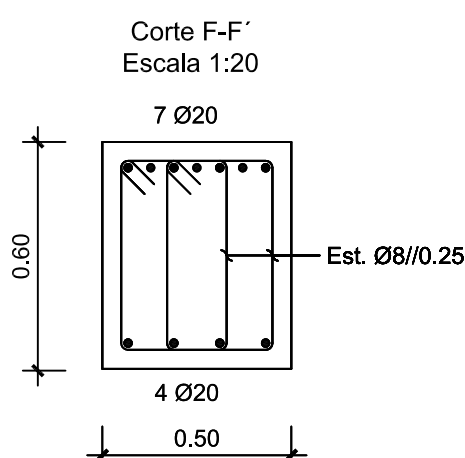
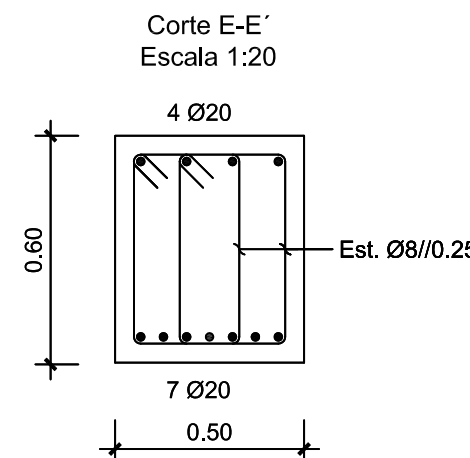
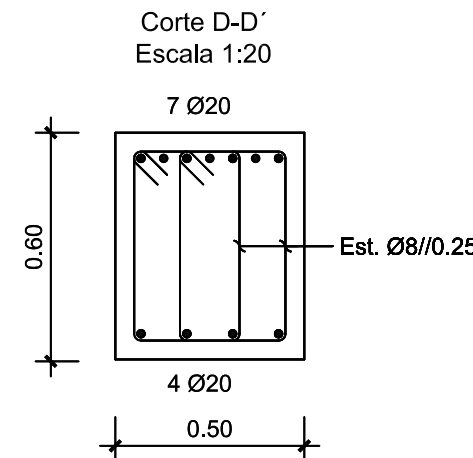
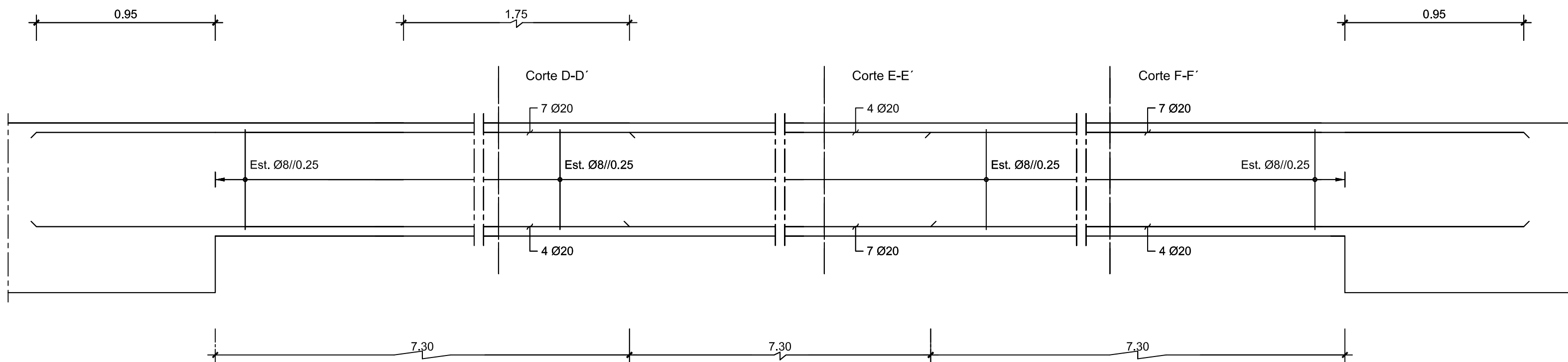
Viga de Fundação - VF21

ESQUEMA GERAL SEM ESCALA



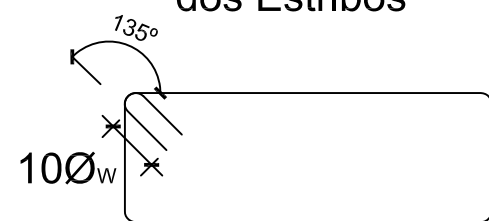
Vigas de Fundação - VF22,VF23 E VF24

ESQUEMA GERAL SEM ESCALA



Comprimento de Amarração (l_{bd}) e Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração dos Estribos



Ø_w - Diâmetro do Estribo

Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)	Cl0.20	Dmax25 S4
	c - Recobrimento nominal (mm)				

AÇO:

Armaduras Ordinárias
Armaduras de Pré-esforço

A400 NR SD
Y1860S7



ISEL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

Fevereiro 2012

TRABALHO FINAL DE MESTRADO

Betão Armado

Vigas de Fundação 2/2

ESCALA: 1/20

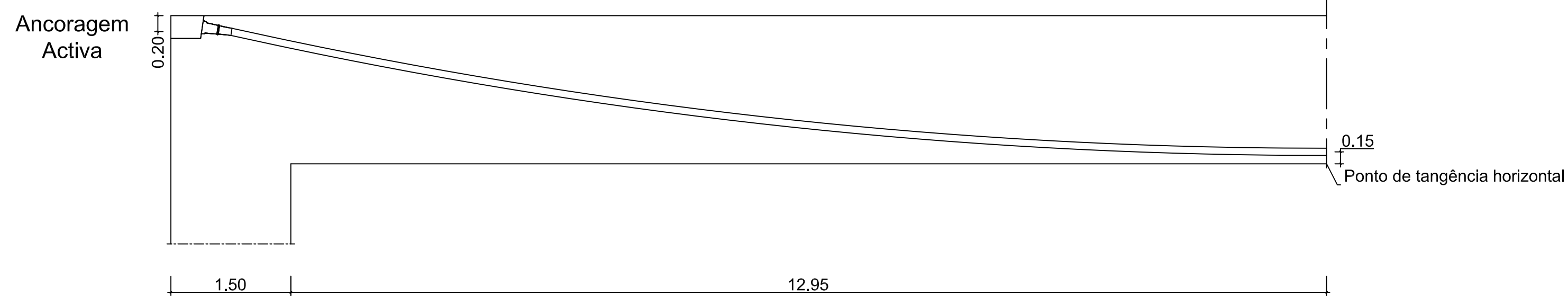
DESENHO N.º

35

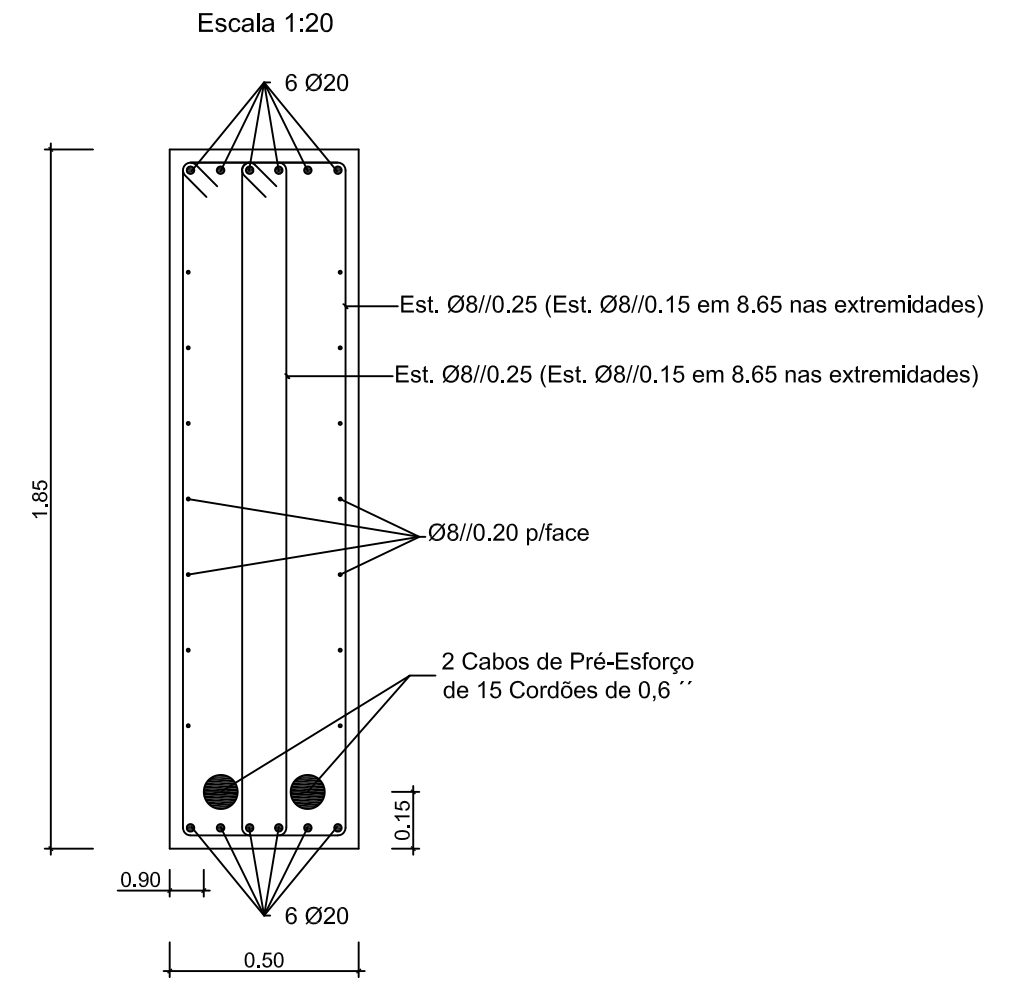
VF21 até VF24

FORMATO: A1

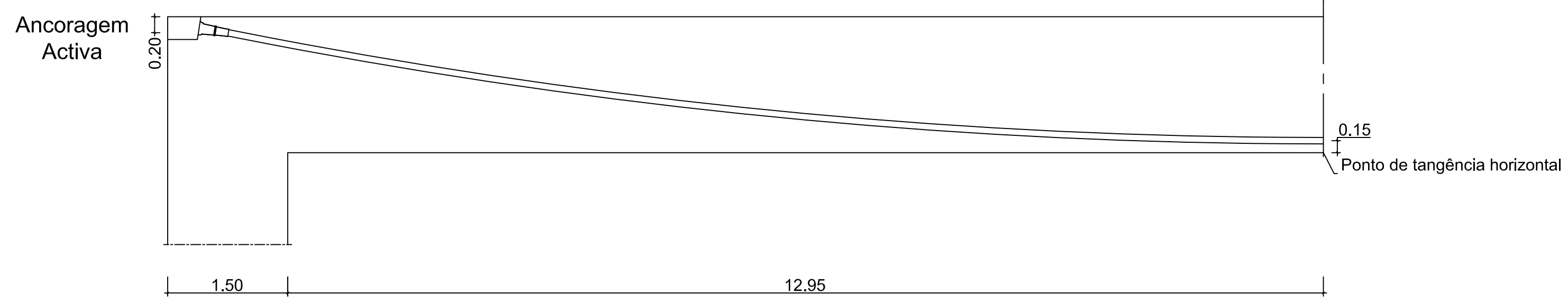
VP1 E VP2
Escala 1:50



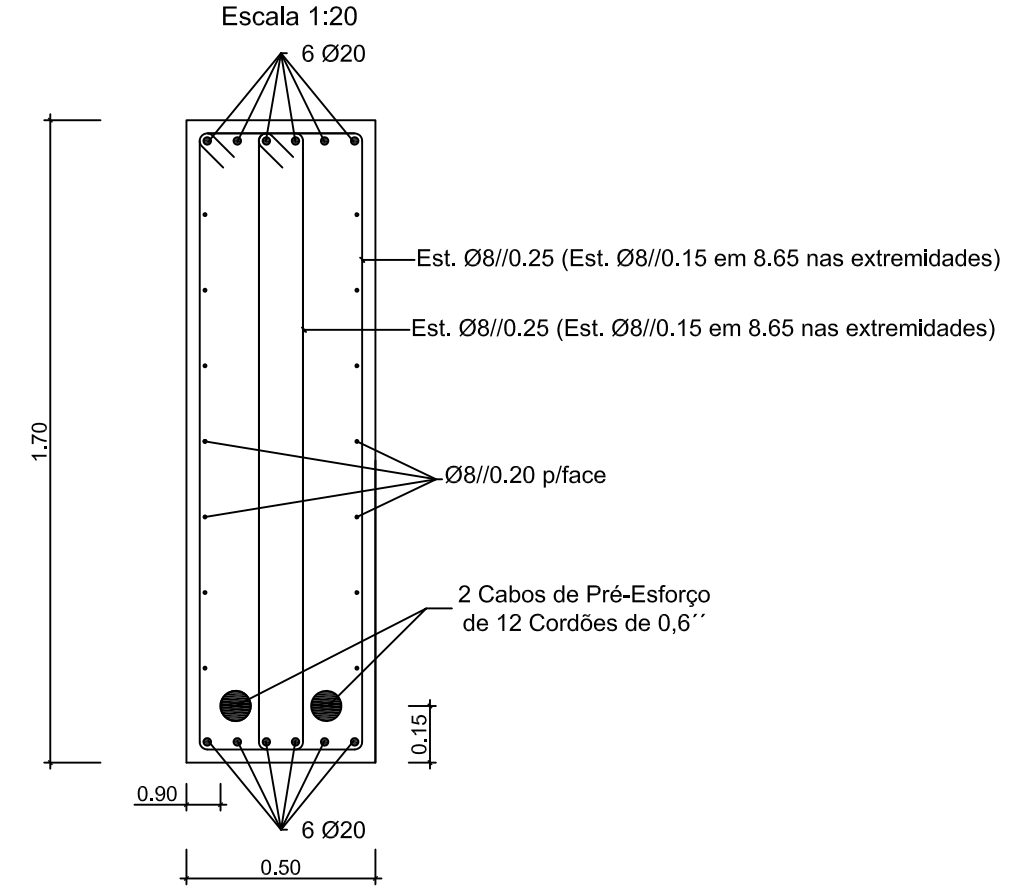
Corte A-A'



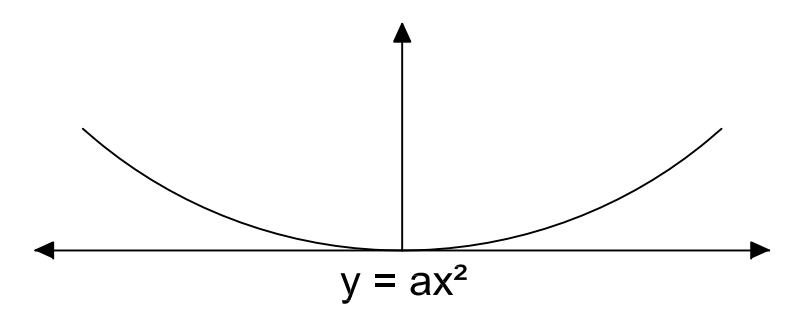
VP3=VP4=VP5=VP6
Escala 1:50



Corte B-B'



Esquema do traçado parabólico do Pré-Esforço
Sem Escala



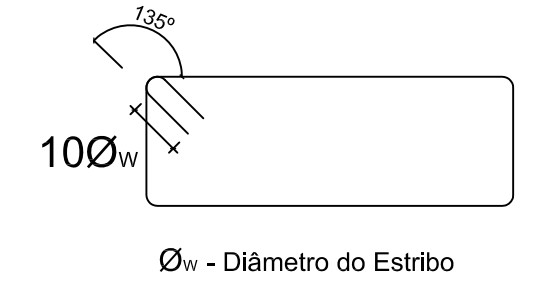
Traçado Parabólico do Pré-Esforço	
$y = ax^2$	
Vigas	a
VP1 E VP2	0.008
VP3,VP4,VP5 E VP6	0.007

Pré-Esforço Final Útil a L/2 (kN)	
VP1	5119
VP2	4990
VP3	3696
VP4	3492
VP5	3705
VP6	3586


MATERIAIS					
BETÃO:					
Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)					
AÇO:					
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD				
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7				

Comprimento de Amarração (l_{bd}) e
Comprimento de Emenda (l_o)

Pormenor de Amarração
dos Estribos



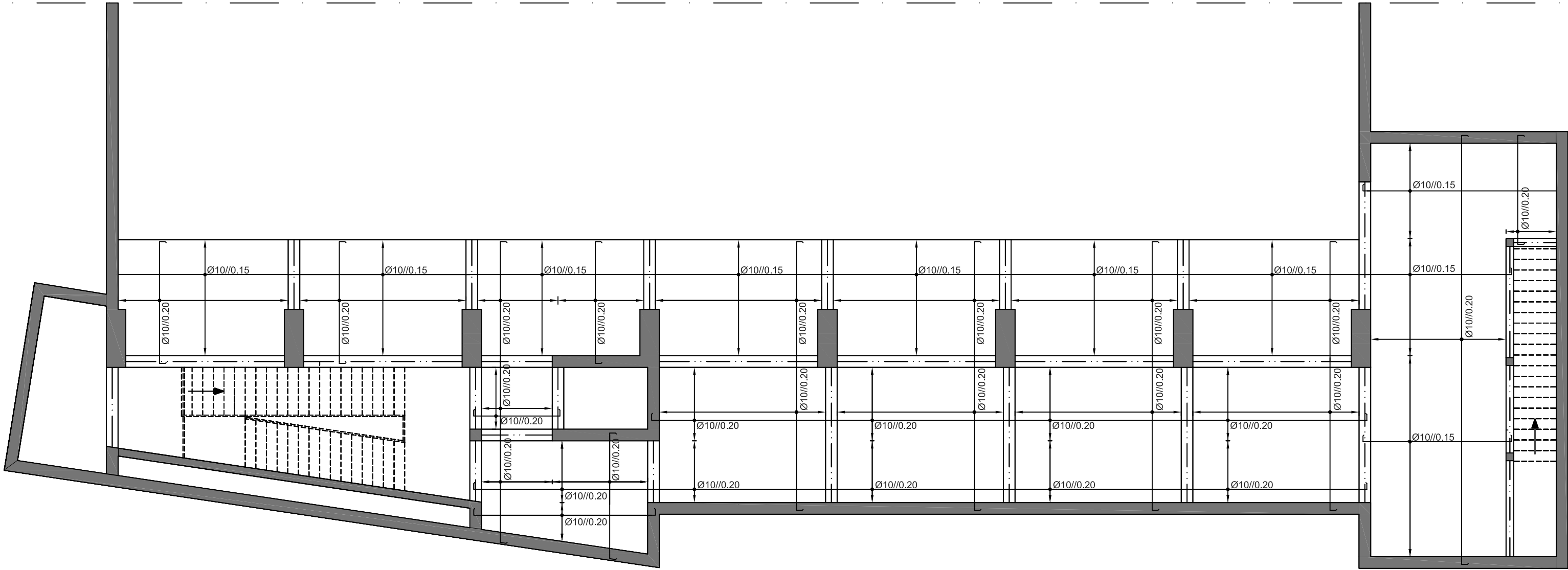
Varão	l_{bd} (m)	l_o (m)
Ø10	0,50	0,70
Ø12	0,55	0,85
Ø16	0,75	1,10
Ø20	0,95	1,40
Ø25	1,15	1,75

 ISEL	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	TRABALHO FINAL DE MESTRADO	ESCALA: 1/50
	Betão Armado Vigas Pré-Esforçadas	DESENHO N.º 36 FORMATO: A2

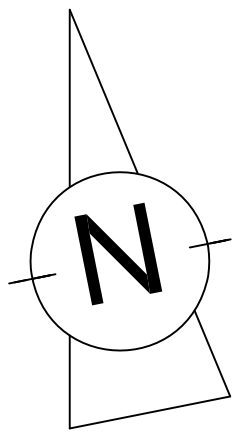
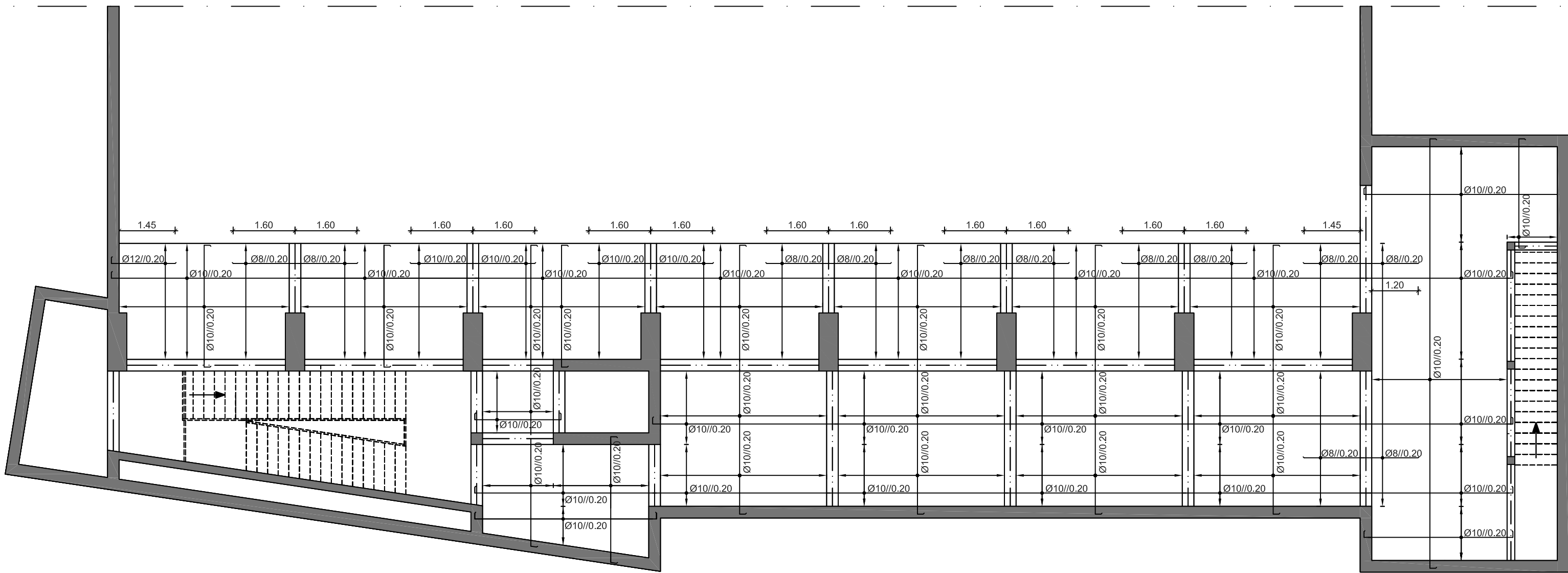
Elaborado por:
Miguel Candeias
Nº 30123

Fevereiro 2012

Piso 0 - Armadura Inferior




Piso 0 - Armadura Superior

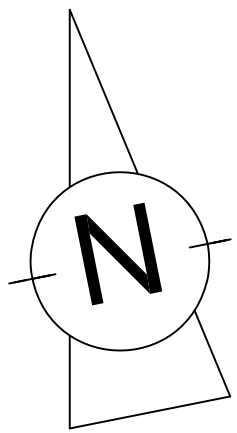
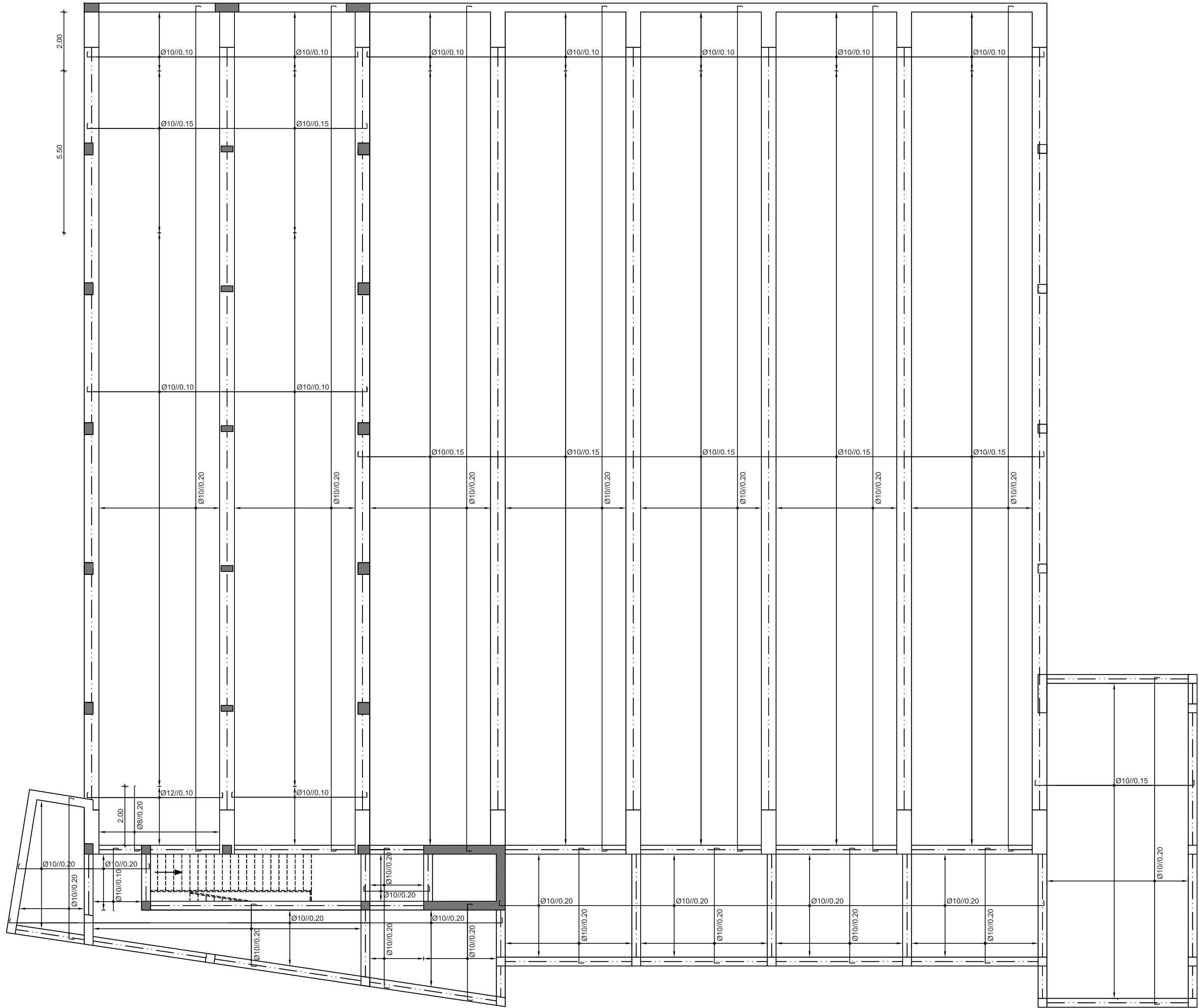


MATERIAIS

BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)	
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7


	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	TRABALHO FINAL DE MESTRADO	ESCALA: 1/100
	Betão Armado Laje do Piso 0	DESENHO N.º 37 FORMATO: A1

Piso 1 - Armadura Inferior

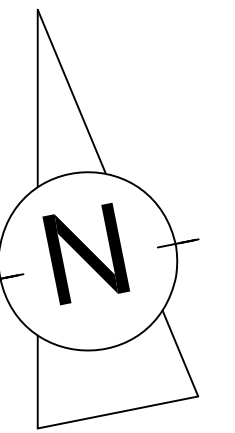
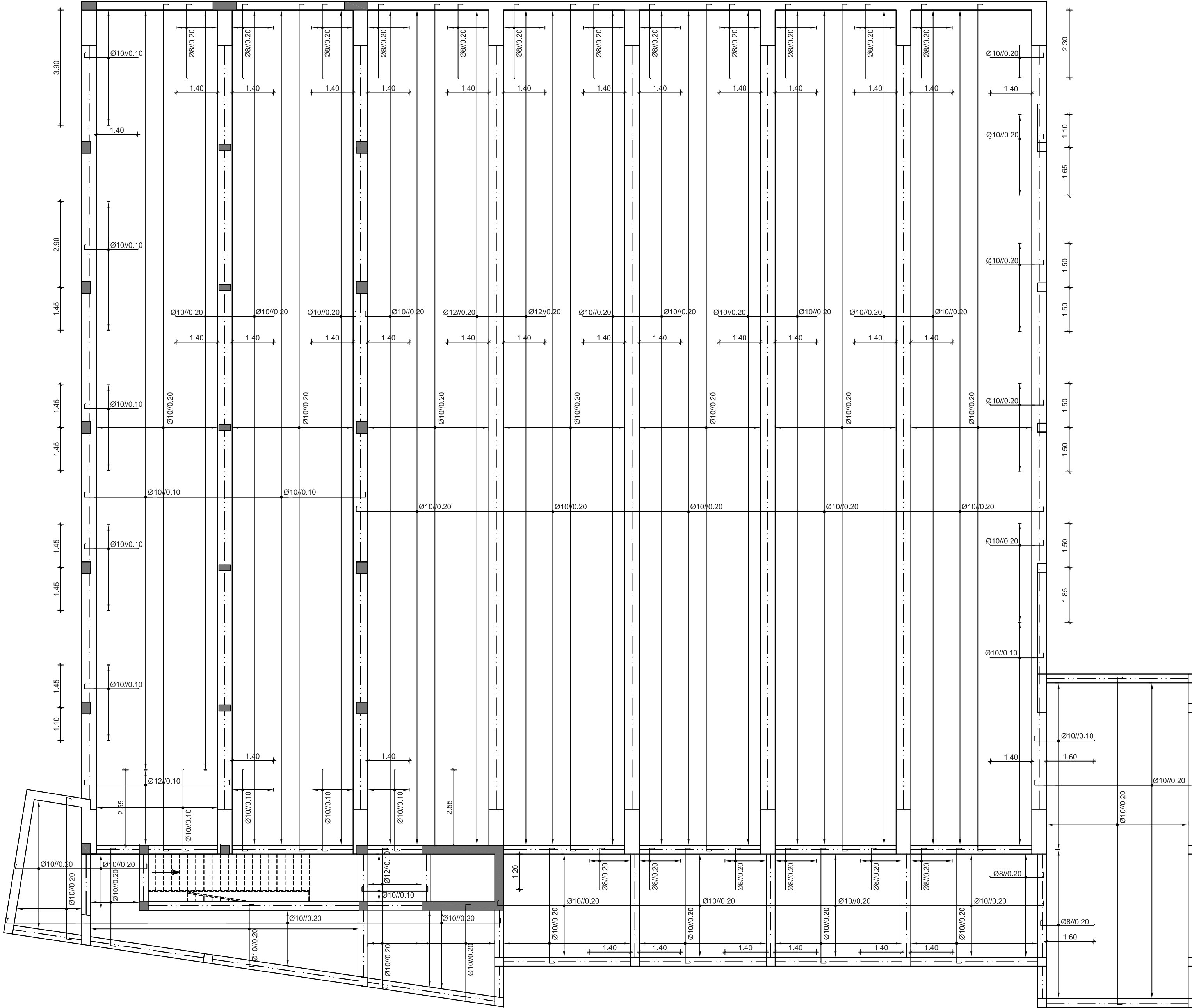


MATERIAIS

BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)	
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7

	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL	
	MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	TRABALHO FINAL DE MESTRADO	ESCALA: 1/100
Elaborado por: Miguel Candéas Nº 30123	Betão Armado Laje do Piso 1 - 1/2	DESENHO N.º
Fevereiro 2012		38
	Armadura Inferior	FORMATO: A1

Piso 1 - Armadura Superior



MATERIALS

BETÃO:

Em Geral

Lajes

Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)

Muros de Contenção

Sapatas e Vigas de Fundação Regularização

AÇO:

Armaduras Ordinárias
Armaduras de Pré-esforço

NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4	c=35
NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4	c=25
NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4	c=25
NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	C10.20	Dmax20 S4	c=35
NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	C10.20	Dmax20 S4	c=40
NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	C10.20	Dmax20 S4	c=50
NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4	

c - Recobrimento nominal (mm)



Elaborado por:
Miguel Candeias
Nº 30123

Fevereiro 2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO FINAL DE MESTRADO

Betão Armado
Laje do Piso 1 - 2/2

- 2/2	
Armadura Superior	

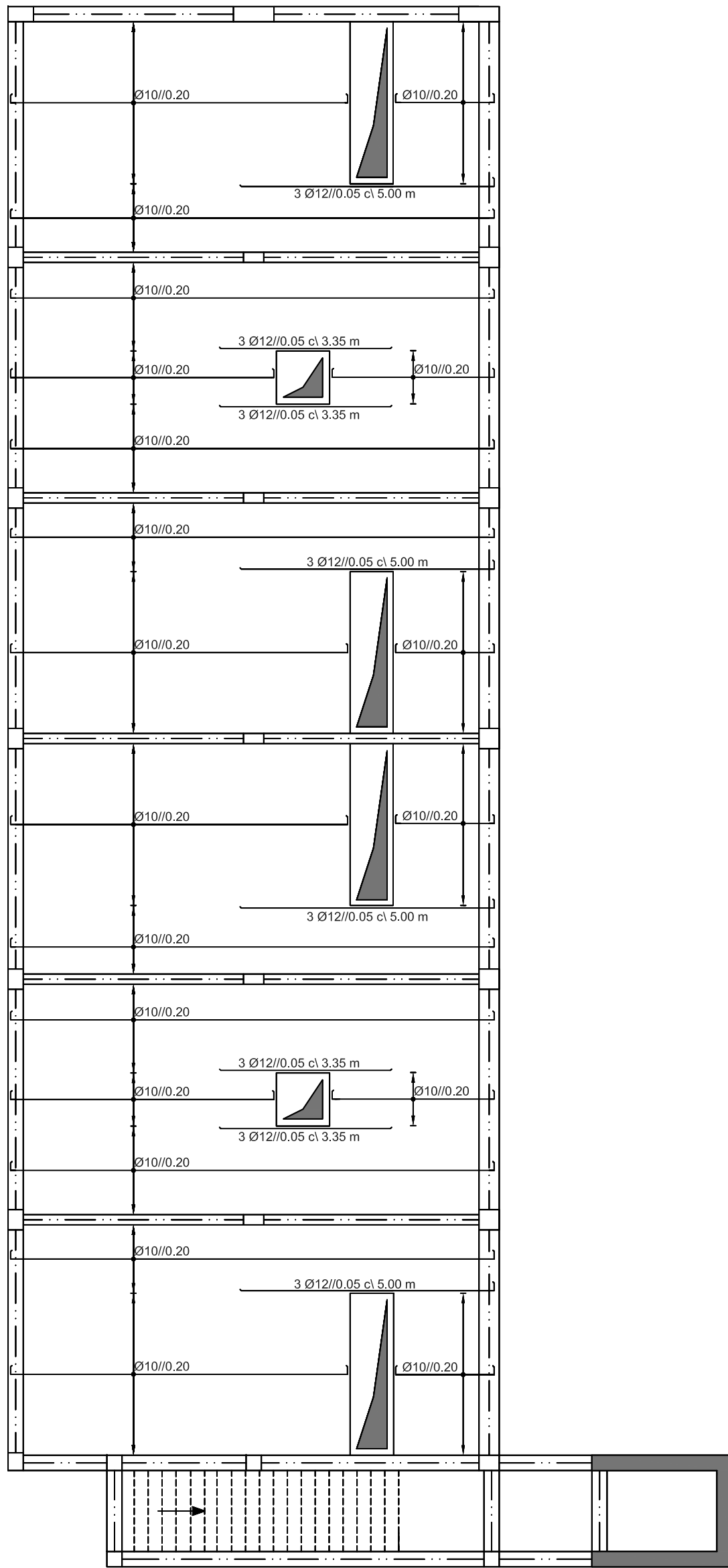
SENHO N.º

39

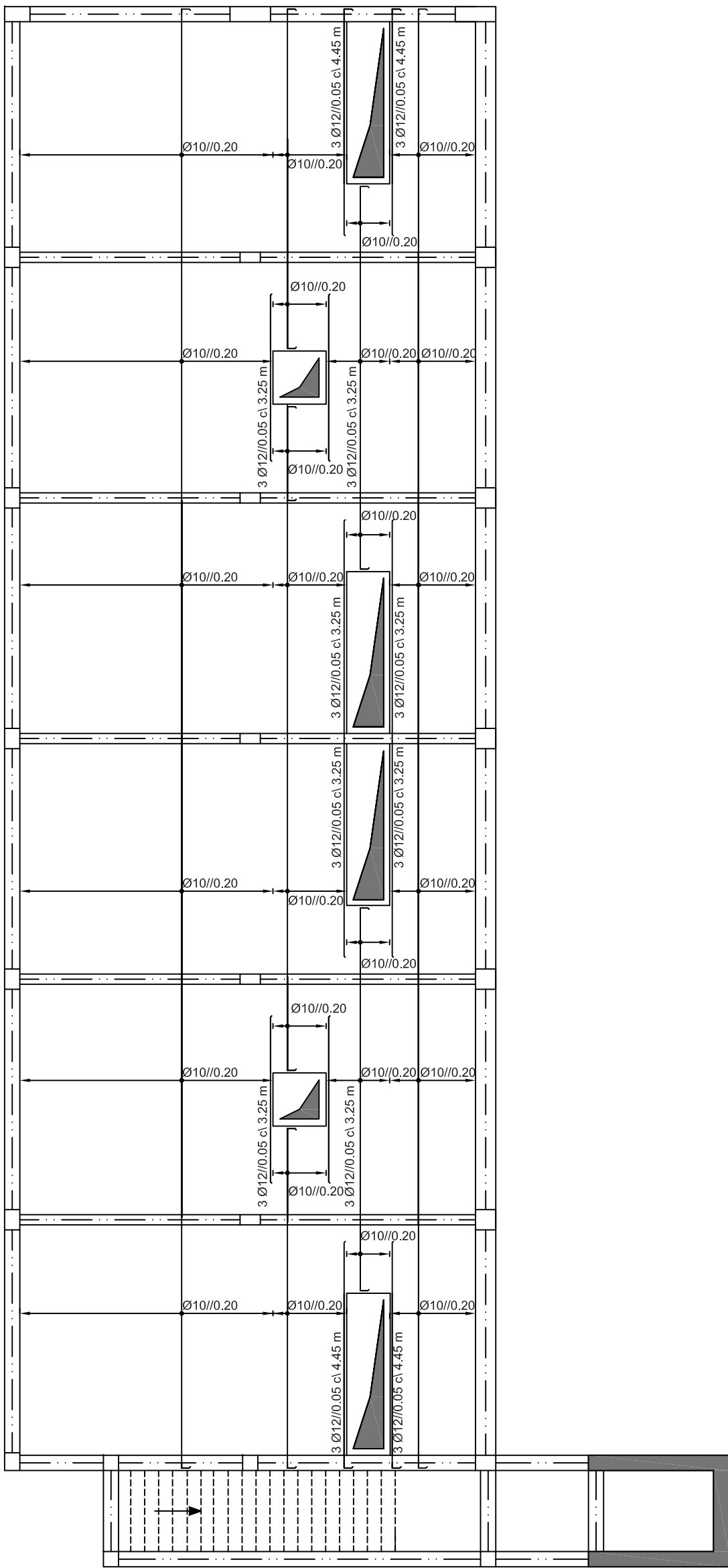
33

Piso 2 - Armadura Inferior

Piso 2 - Armadura Inferior X - Ax

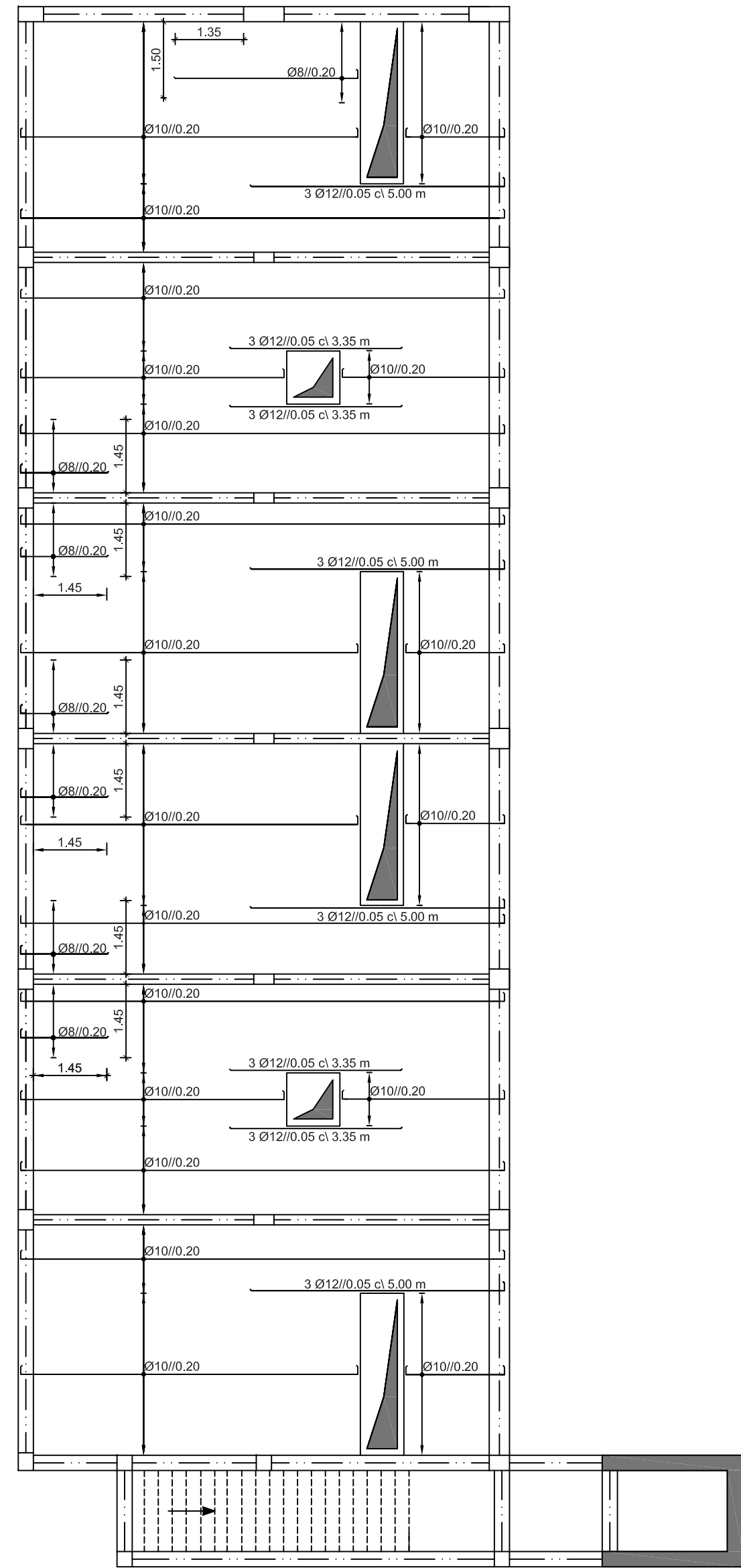


Piso 2 - Armadura Inferior Y - Ay

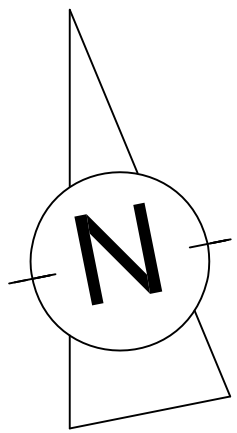
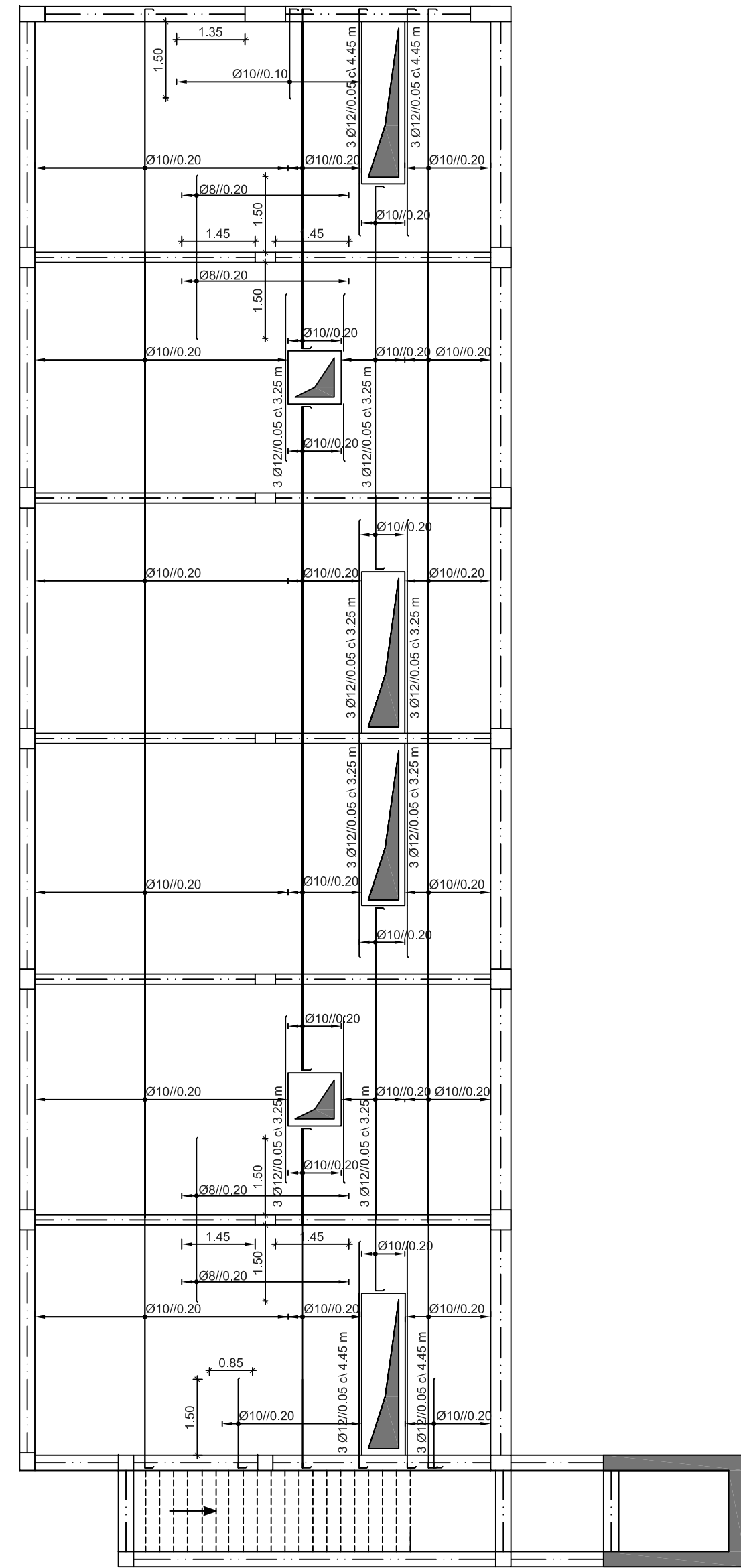


Piso 2 - Armadura Superior

Piso 2 - Armadura Superior X - Ax



Piso 2 - Armadura Superior Y - Ay



MATERIAIS

BETÃO:	
Em Geral	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)	
AÇO:	
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7



Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

Fevereiro 2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO FINAL DE MESTRADO
Betão Armado
Laje do Piso 2

ESCALA: 1/100

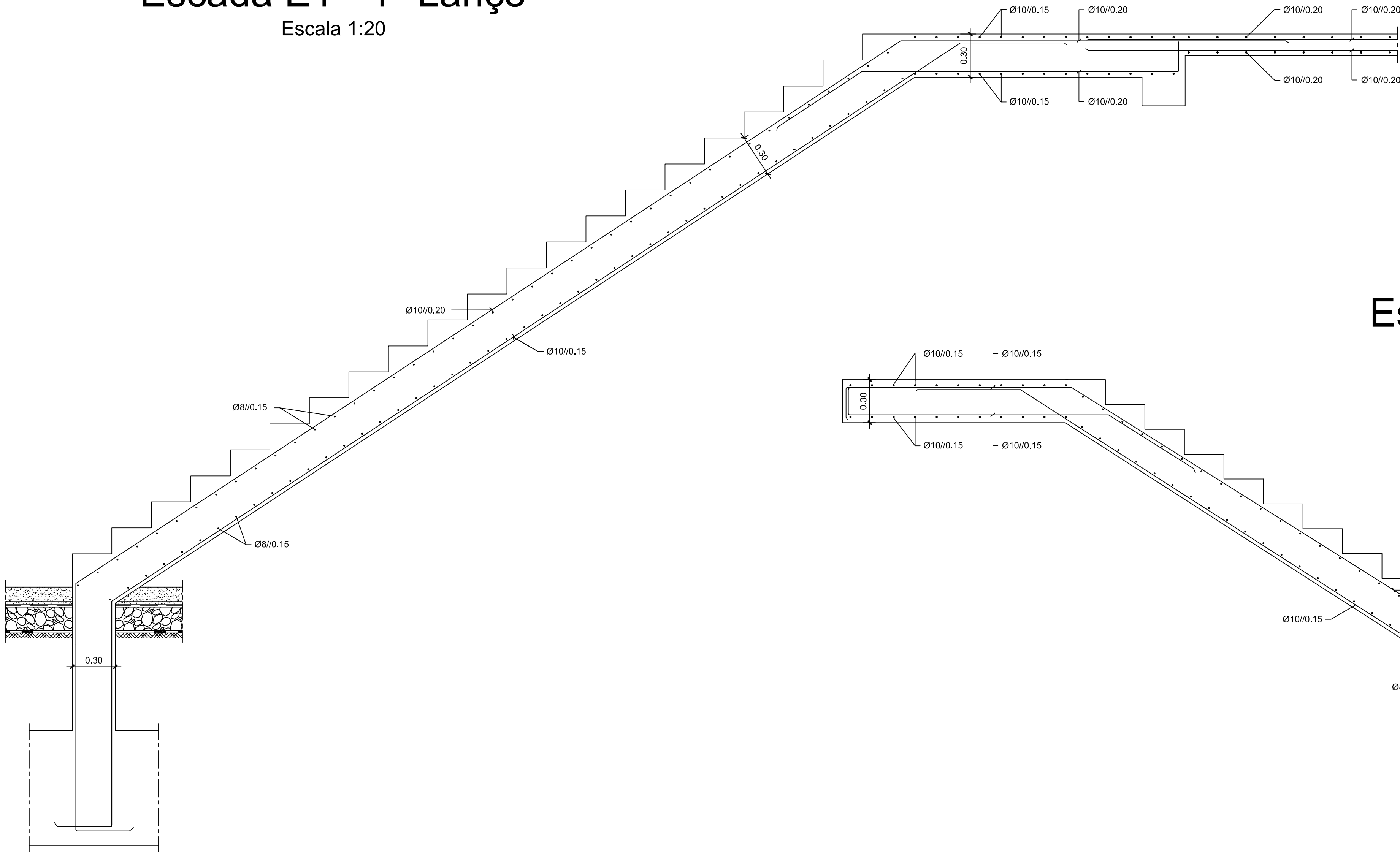
DESENHO N.º

40

FORMATO: A1

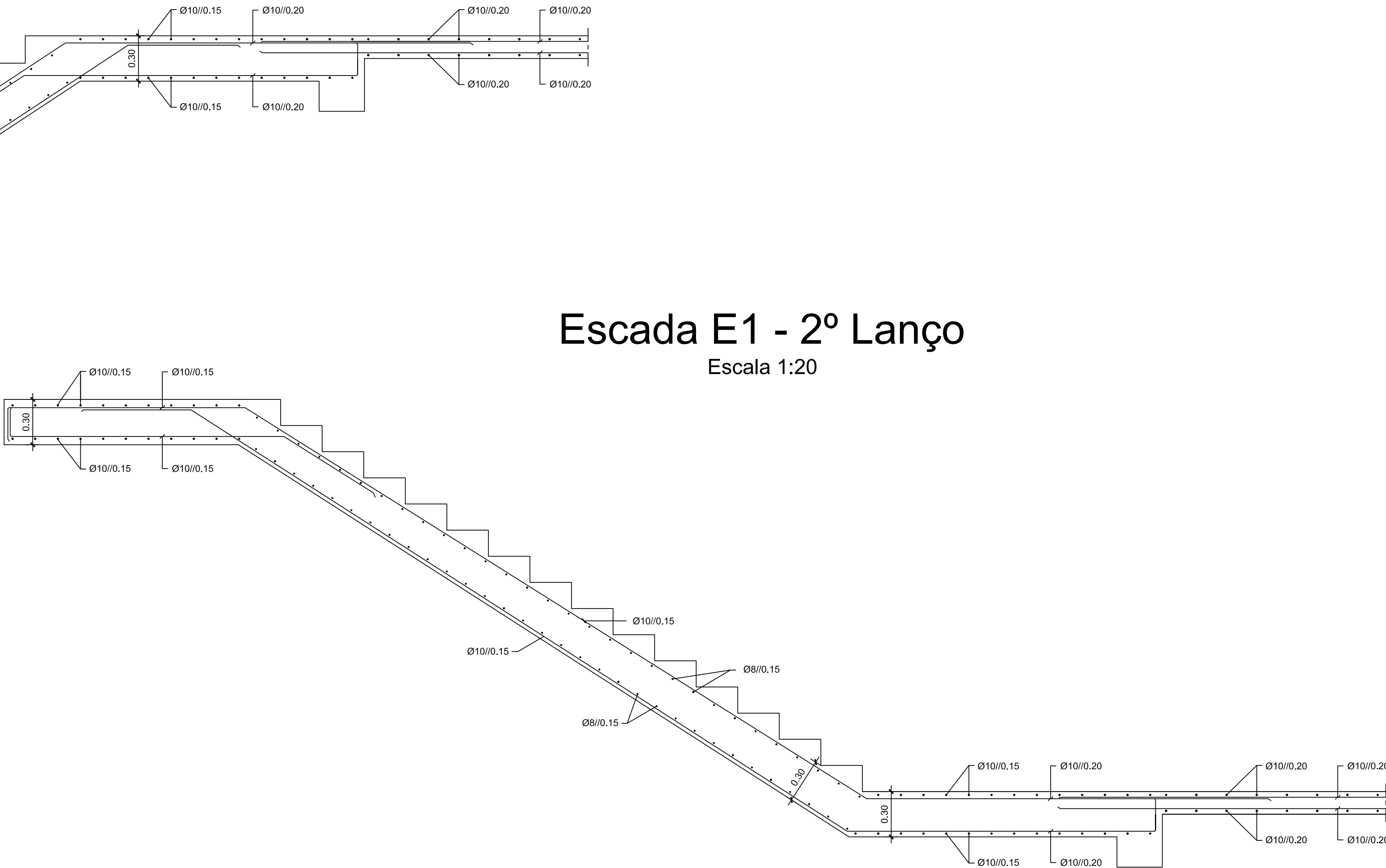
Escada E1 - 1º Lanço

Escala 1:20



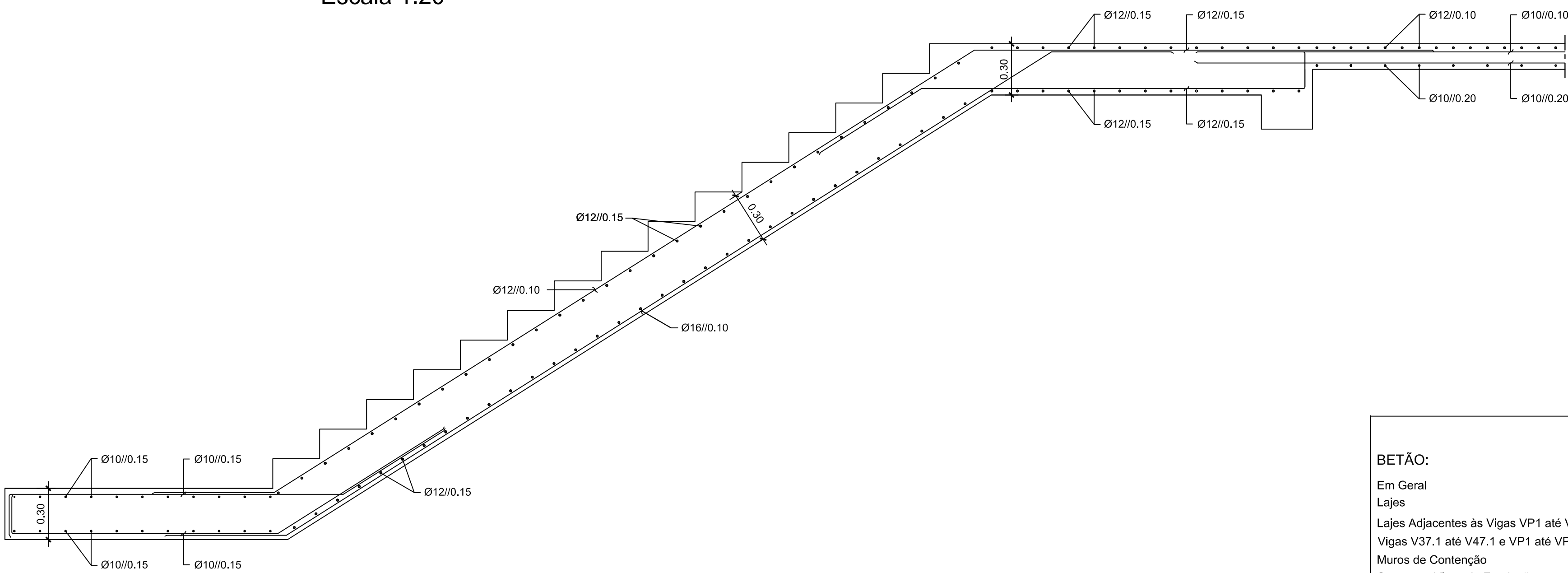
Escada E1 - 2º Lanço

Escala 1:20




Escada E1 - 3º Lanço

Escala 1:20

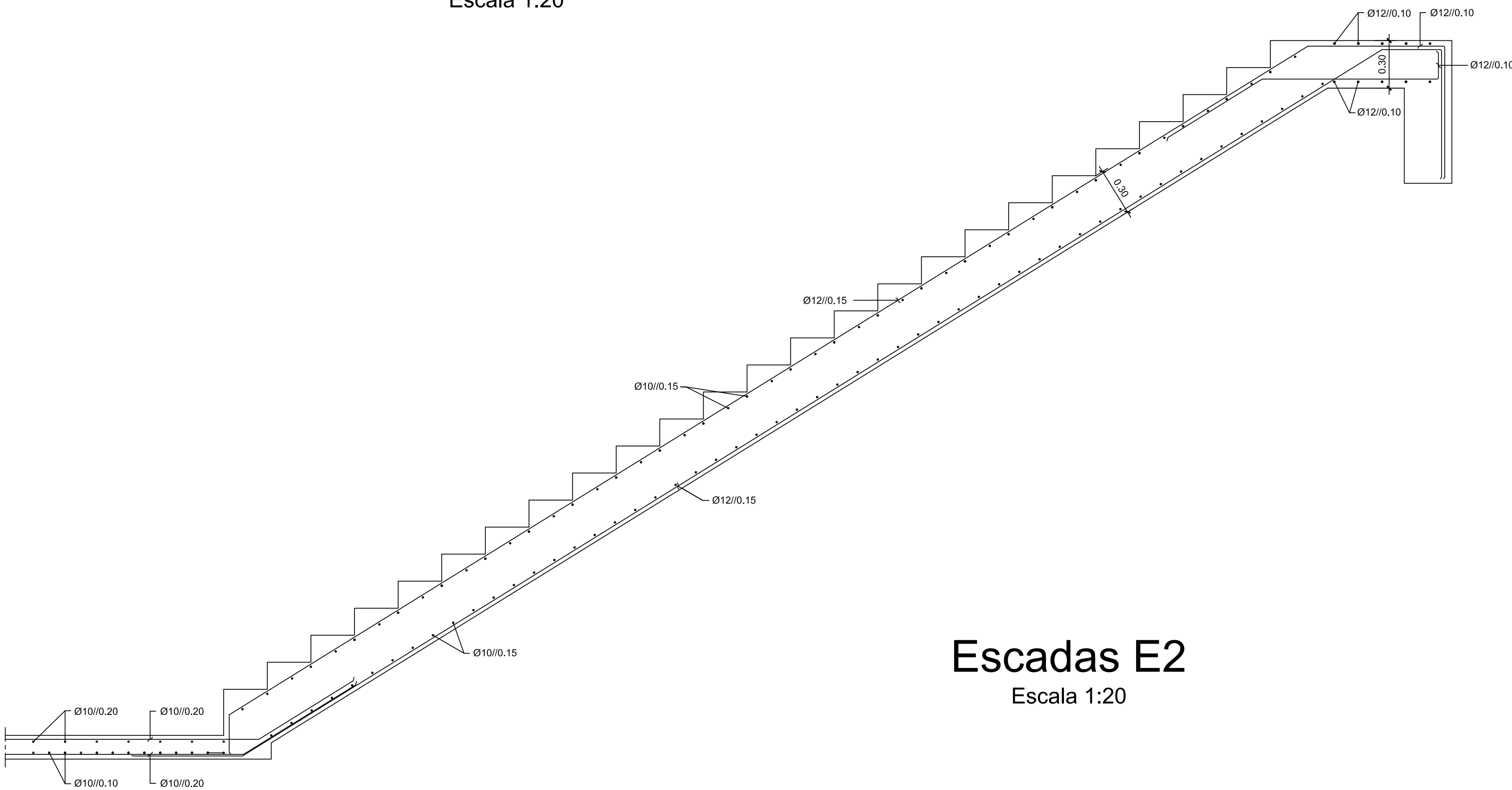


MATERIAIS					
BETÃO:					
Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)					
AÇO:					
Armaduras Ordinárias	A400 NR SD				
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7				

	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL	
	TRABALHO FINAL DE MESTRADO	ESCALA: 1/20
	Betão Armado Escadas 1/2	DESENHO N.º 41 FORMATO: A1

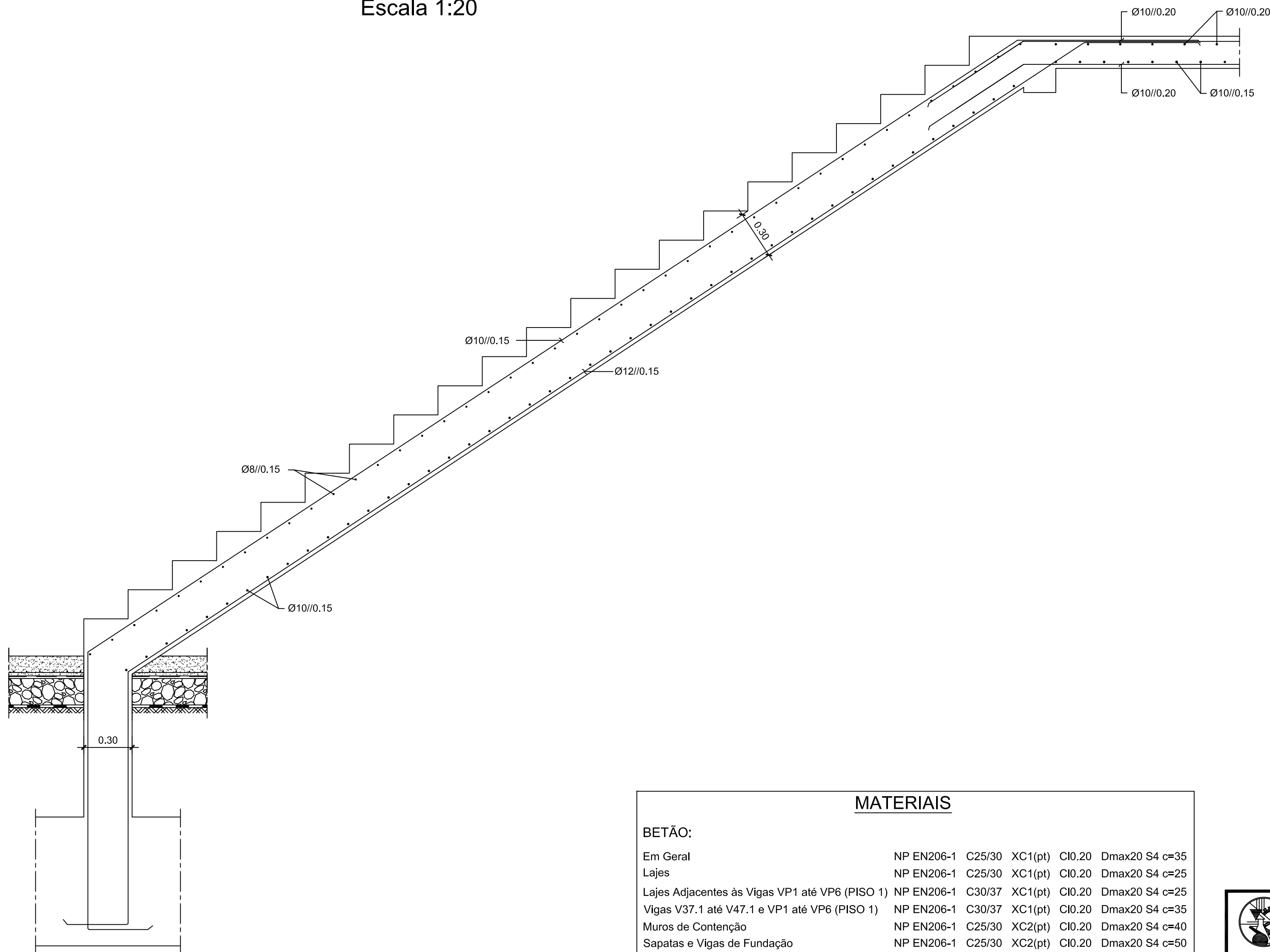
Escadas E1 - 4º Lanço

Escala 1:20



Escadas E2

Escala 1:20



MATERIAIS							
BETÃO:							
Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20	S4	c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25	S4	
c - Recobrimento nominal (mm)							
AÇO:							
Armaduras Ordinárias	A400	NR	SD				
Armaduras de Pré-esforço	Y1860	S7					



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO

Betão Armado

Escadas 2/2

ESCALA: 1/20

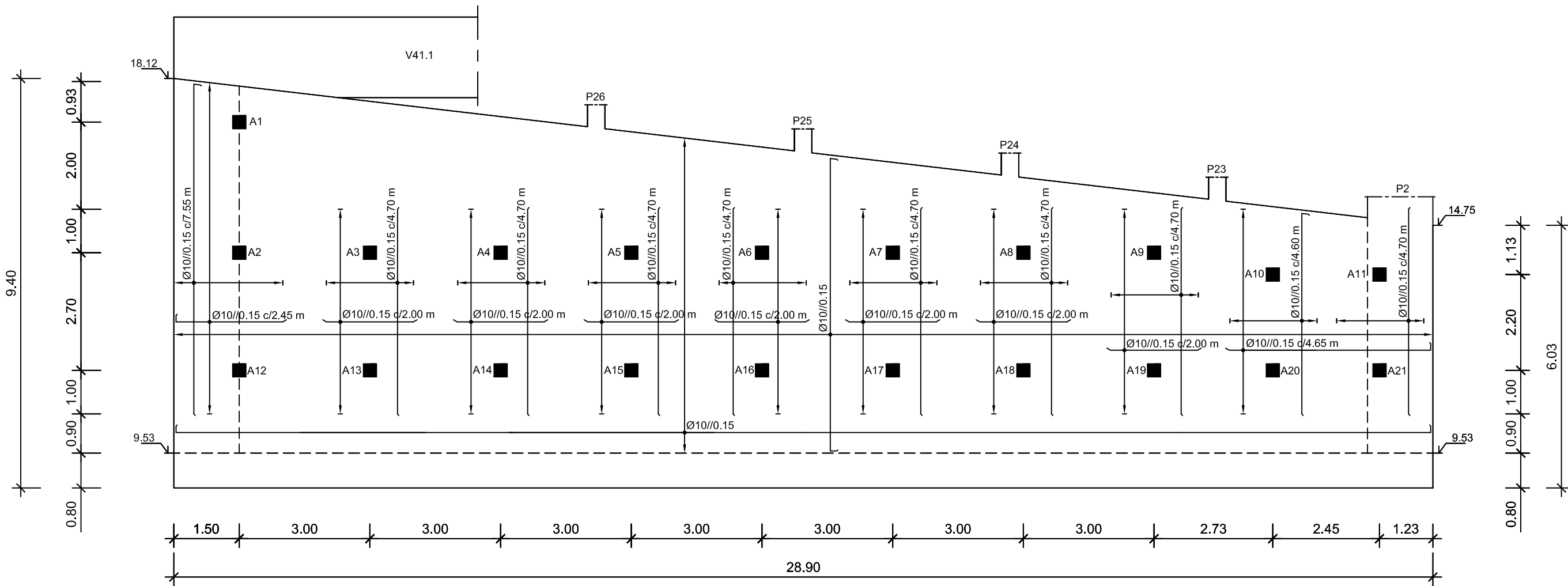
DESENHO N.º

42

FORMATO: A1

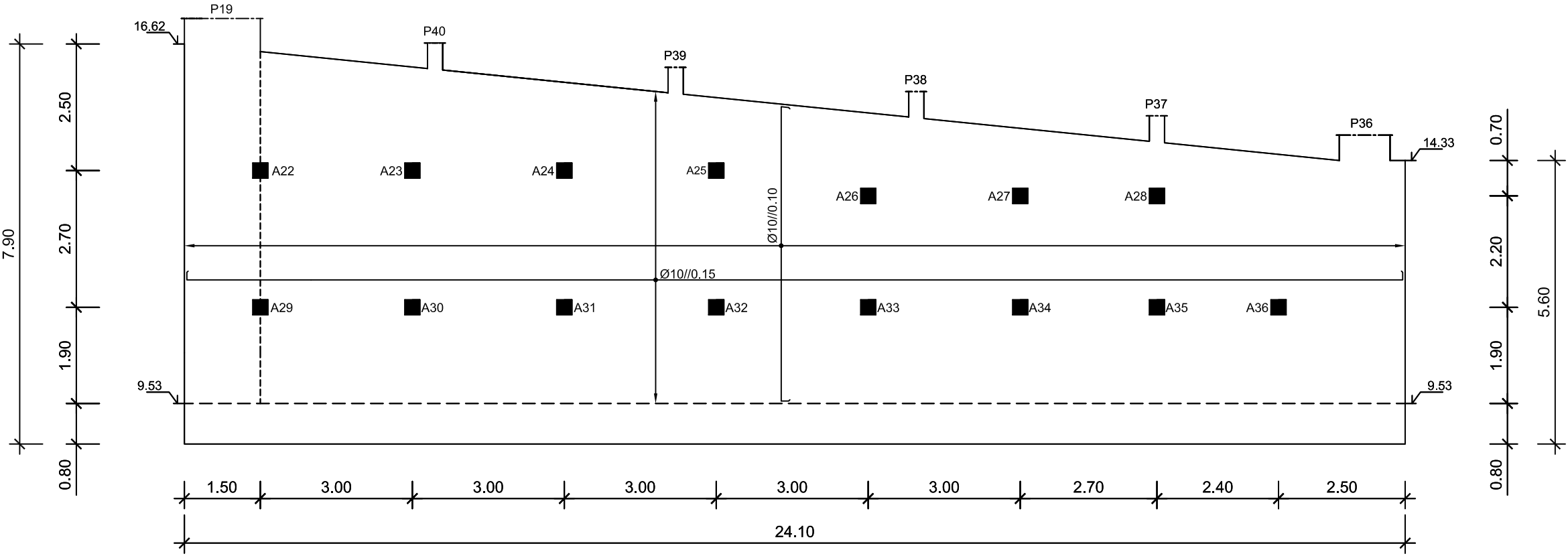
Muro M3 - Armadura Exterior Horizontal e Vertical

Escala 1:100



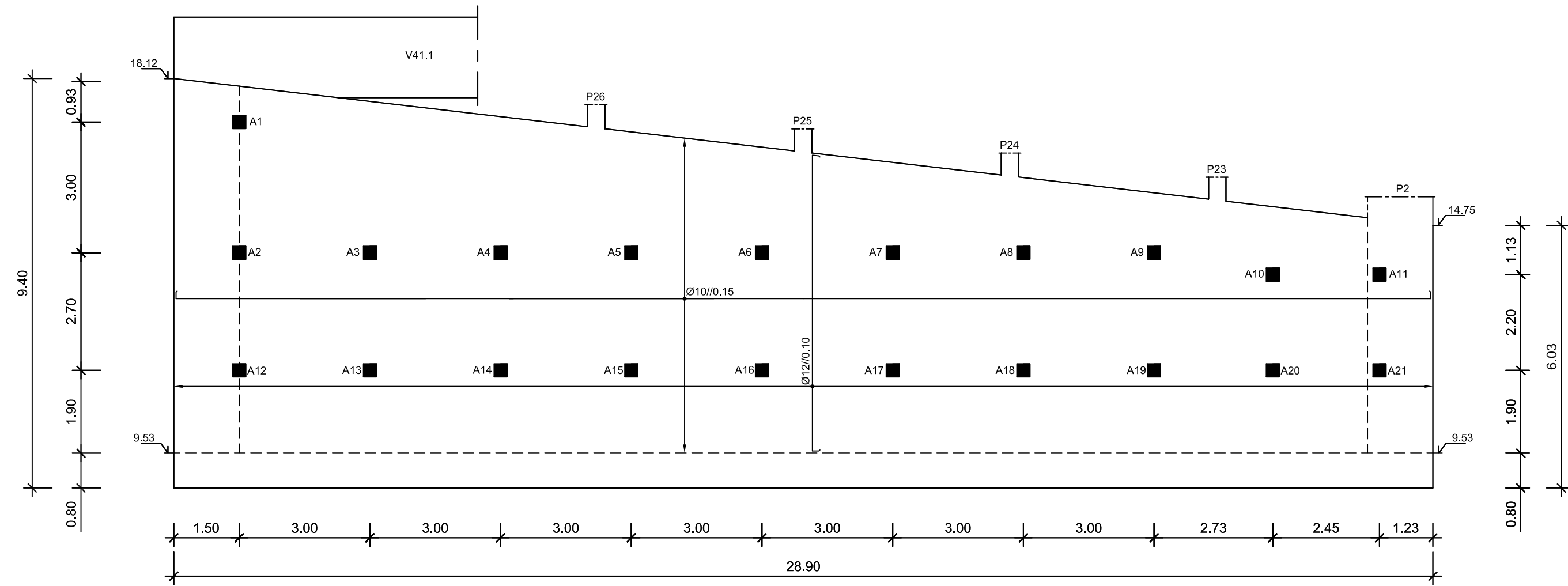
Muro M4 - Armadura Interior Horizontal e Vertical

Escala 1:100



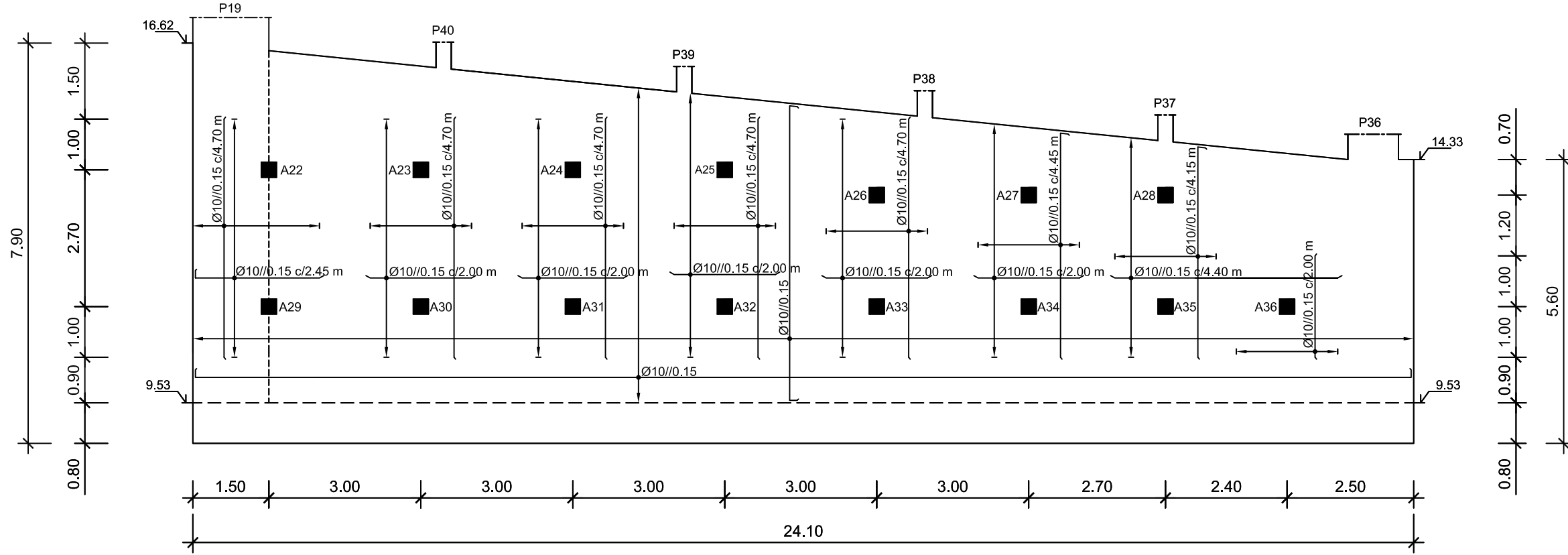
Muro M3 - Armadura Interior Horizontal e Vertical

Escala 1:100



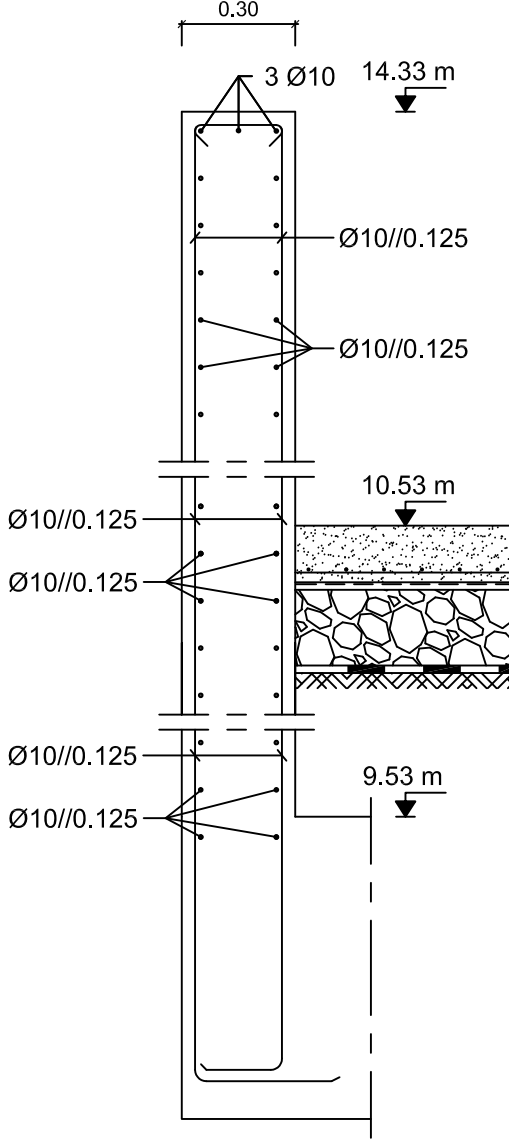
Muro - M4 - Armadura Exterior Horizontal e Vertical

Escala 1:100



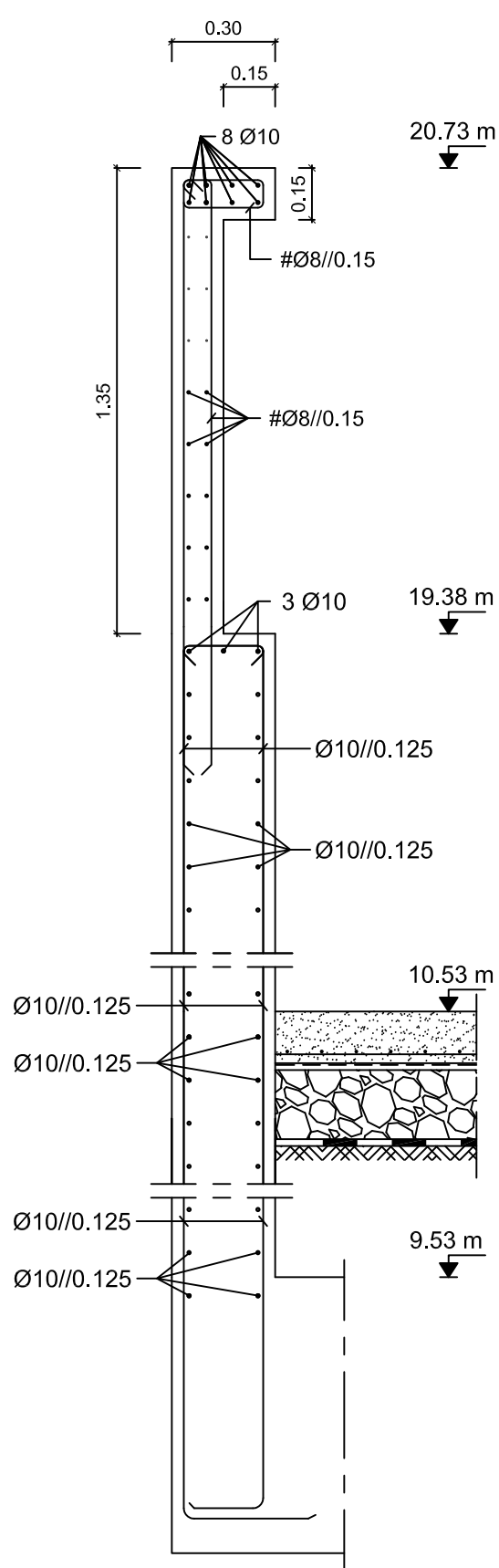
M1

Escala 1:20



M2

Escala 1:20



MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral

Lajes

Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)

Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)

Muros de Contenção

Sapatas e Vigas de Fundação

Regularização

NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
NP EN206-1 C25/30 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=25
NP EN206-1 C30/37 XC1(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=35
NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=40
NP EN206-1 C25/30 XC2(pt) C10.20 Dmax20 S4 c=50
NP EN206-1 C12/15 X0(pt) Dmax25 S4
c - Recobrimento nominal (mm)

AÇO:

Armaduras Ordinárias

Armaduras de Pré-esforço

A400 NR SD

Y1860S7

NOTA:

Os Muros M3 a M5 têm uma espessura constante de 0,30 m



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO

Betão Armado
Muros de Contenção 1/2

ESCALA: 1/100

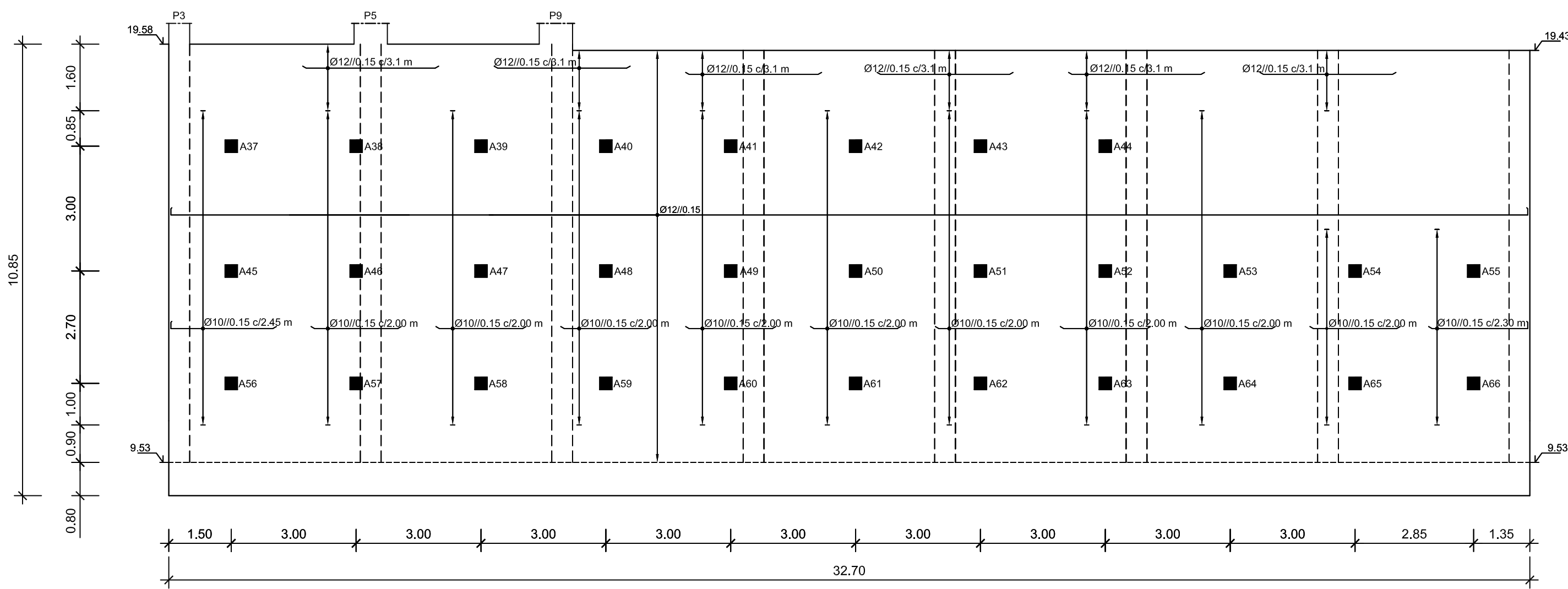
DESENHO N.º

43

FORMATO: A1

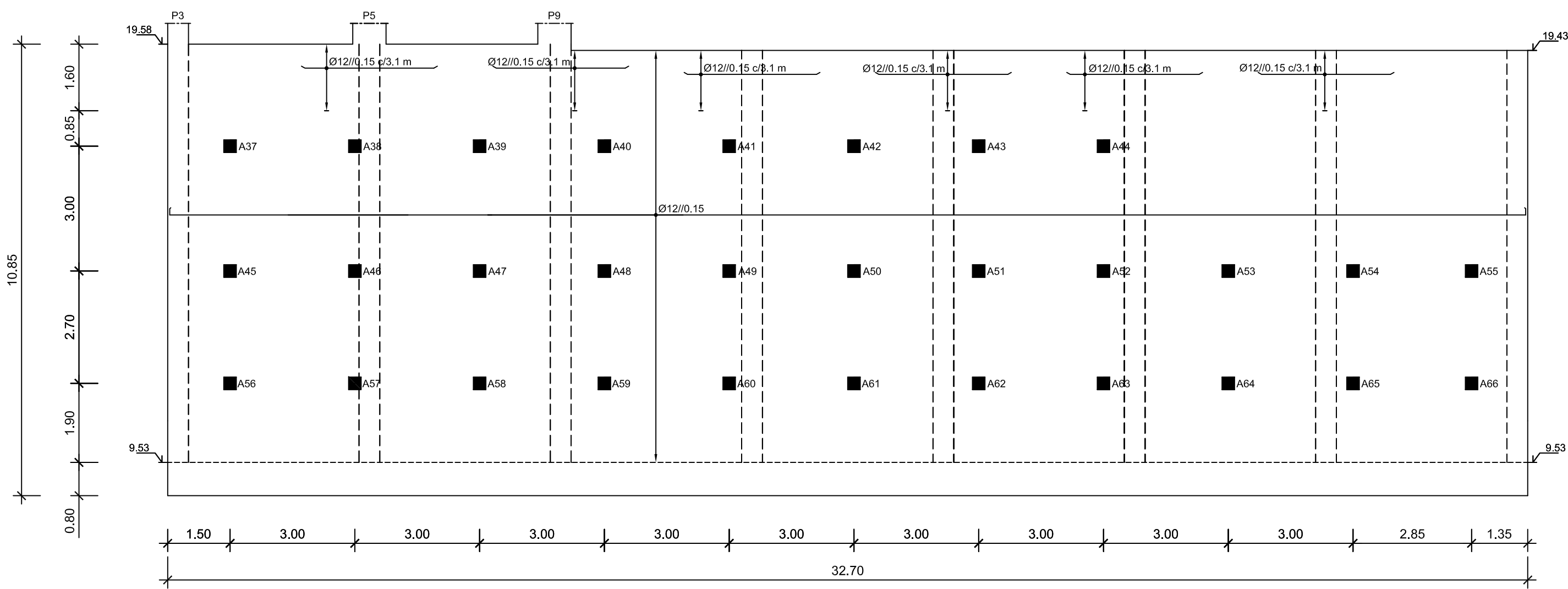
Muro M5 - Armadura Exterior Horizontal

Escala 1:100



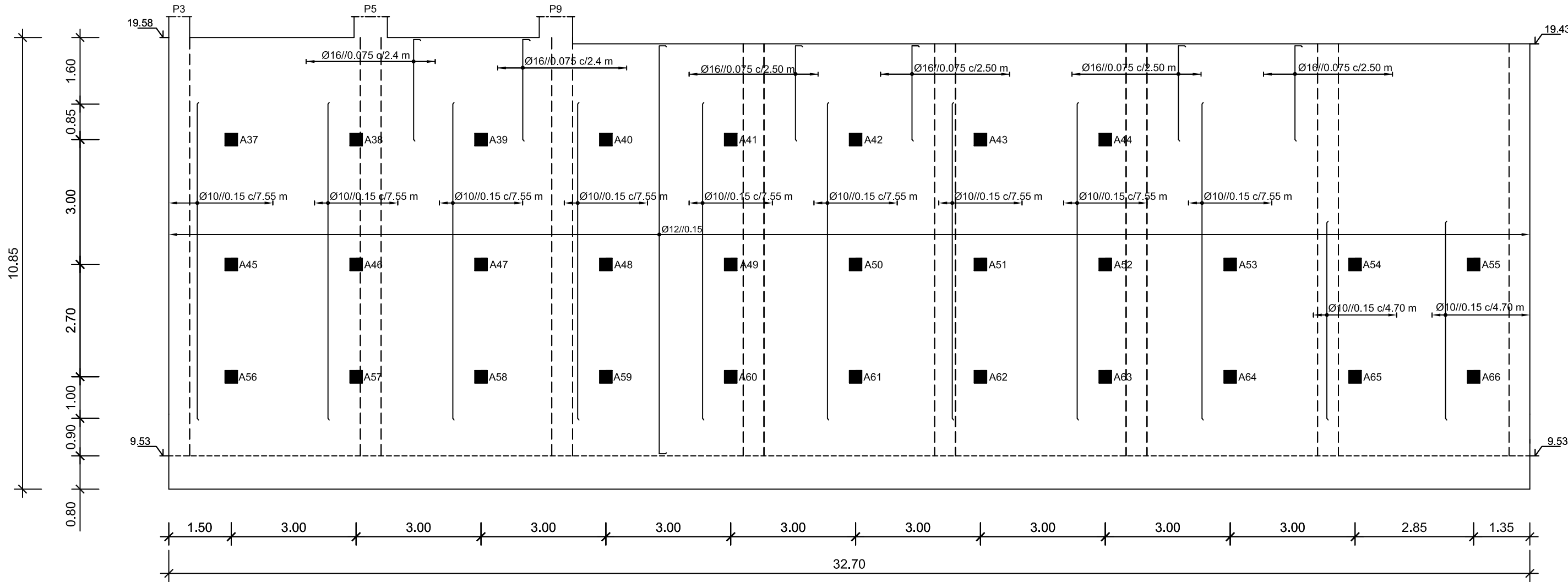
Muro M5 - Armadura Interior Horizontal

Escala 1:100



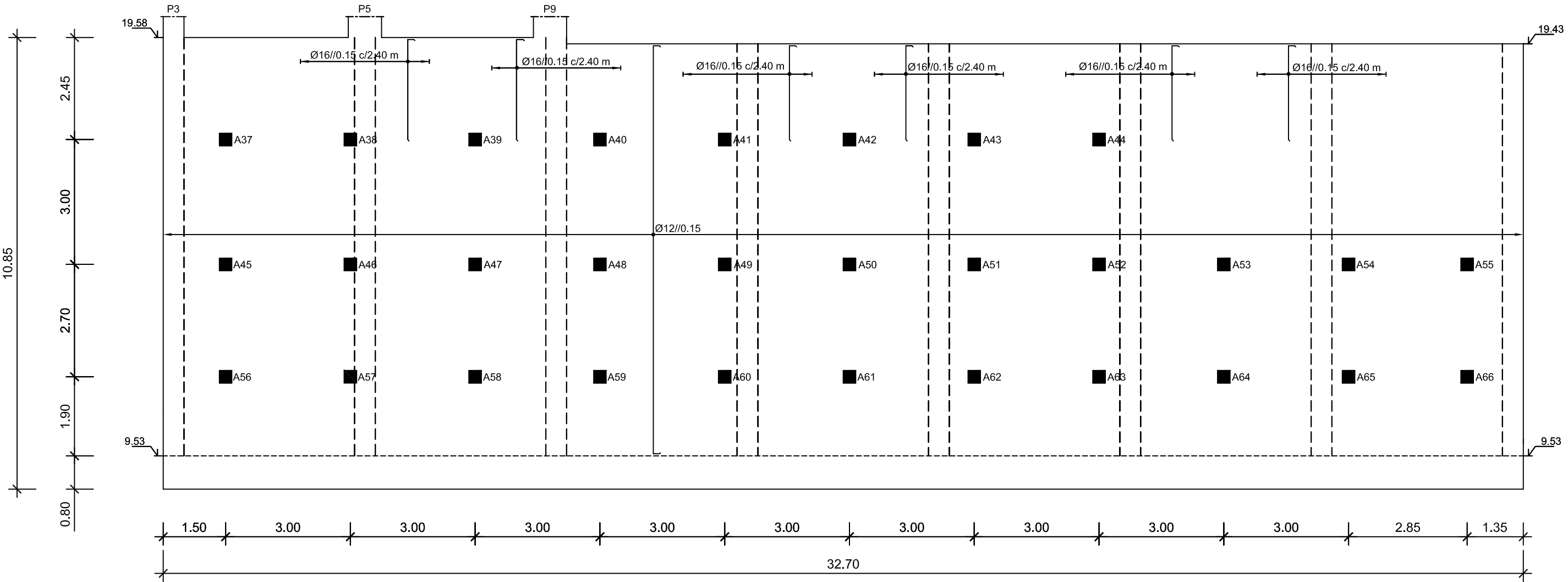
Muro M5 - Armadura Exterior Vertical

Escala 1:100



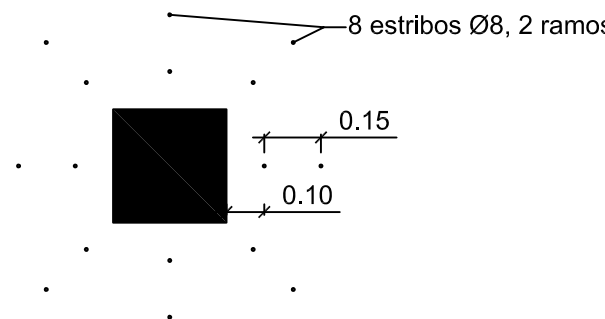
Muro M5 - Armadura Interior Vertical

Escala 1:100



Armadura de Punçoamento
Ancoragens A56 até A66 (Placa-0.30X0.30 m)

Escala 1:20



MATERIAIS

BETÃO:

Em Geral	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Lajes	NP EN206-1	C25/30	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Lajes Adjacentes às Vigas VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=25
Vigas V37.1 até V47.1 e VP1 até VP6 (PISO 1)	NP EN206-1	C30/37	XC1(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=35
Muros de Contenção	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=40
Sapatas e Vigas de Fundação	NP EN206-1	C25/30	XC2(pt)	Cl0.20	Dmax20 S4 c=50
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0(pt)		Dmax25 S4
			c - Recobrimento nominal (mm)		

AÇO:

Armaduras Ordinárias	A400 NR SD
Armaduras de Pré-esforço	Y1860S7

NOTA:

Os Muros M3 a M5 têm uma espessura constante de 0,30 m



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

Elaborado por:
Miguel Candéias
Nº 30123

TRABALHO FINAL DE MESTRADO

Betão Armado
Muros de Contenção 2/2

ESCALA: 1/100

DESENHO N.º

44

FORMATO: A1